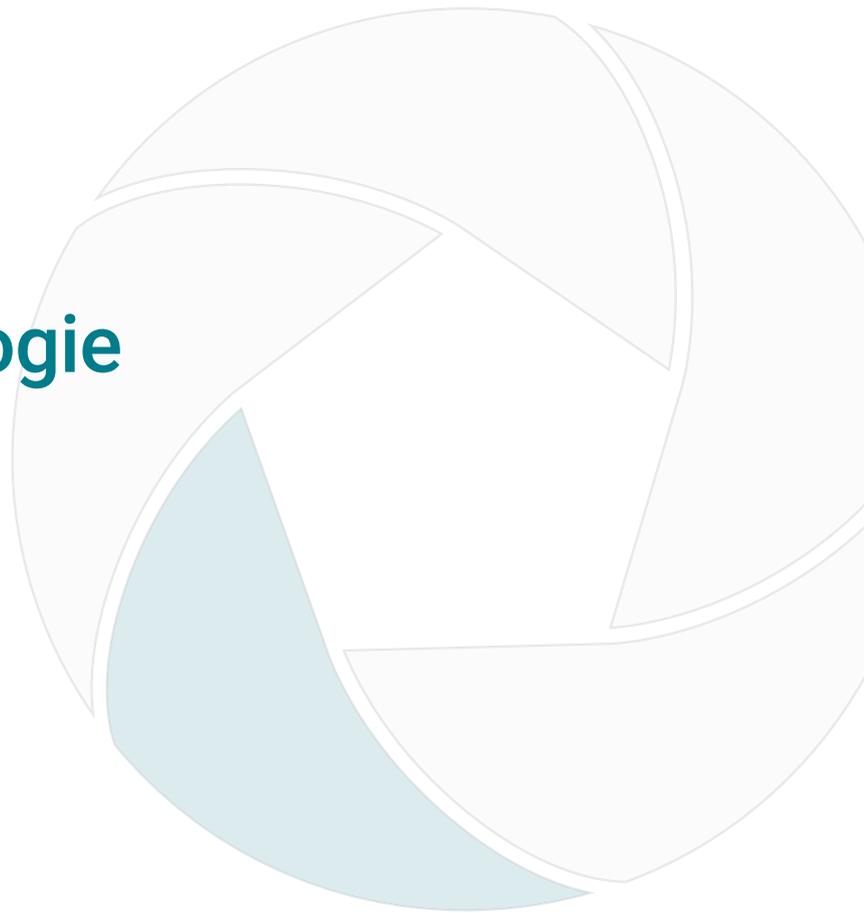




23. Tagung für Ingenieurgeologie





23. Tagung für Ingenieurgeologie

Herausforderungen durch den Klimawandel	14
Geophysikalische Untersuchungen von instabilen Permafrost-Felswänden <i>Offer, Maïke¹; Keuschnig, Markus¹; Scandroglio, Riccardo¹; Stockinger, Georg¹; Krautblatter, Michael¹</i> ¹ Technische Universität München,	14
Was triggerte die „El Guasimo“-Hangrutschung? Numerische Distinct Element Analyse einer großen Paläohangrutschung im Cauca-Tal in den kolumbianischen Anden <i>Tzschoppe, Martin¹; Mreyen, Anne-Sophie²; Fernandez-Steeger, Tomas¹; Aristizabal, Edier³; Braun, Annika¹</i> ¹ Technische Universität Berlin, ² Universität Lüttich, Belgien, ³ Universidad Nacional de Colombia, Medellin, Kolumbien	20
Erstellung einer Datengrundlage für die Modellierung kaskadierender Naturgefahren durch eine tiefgreifende Hangdeformation <i>Branke, Johannes¹; Zieher, Thomas²; Pfeiffer, Jan²; Bremer, Magnus¹; Keiler, Margreth^{1,2}; Schneider-Muntau, Barbara¹; Rutzinger, Martin¹; Gerns, Bernhard¹; Pomella, Hannah¹; Moernaut, Jasper¹</i> ¹ Universität Innsbruck, Österreich, ² Österreichische Akademie der Wissenschaften, Innsbruck, Österreich	26
Integrierte Gefahrenanalyse und Risikobewertung von Massenbewegungen in sich entwickelnden Bergregionen – Beispiel des SwanRisk-Projekts in Ober-Swanetien, Georgien <i>Franz, Lena¹; Wichert, Jörn¹; Butscher, Christoph¹</i> ¹ Technische Universität Bergakademie Freiberg	32
Eine Benchmarkstudie zur Gefahrenprävention von geomorphologischen Prozessen in hochaktiven touristisch erschlossenen Klammern (Höllentalklamm, D) <i>Jacobs, Benjamin¹; Schmid, Paul Emil¹; Stammberger, Verena¹; Krautblatter, Michael¹</i> ¹ Technische Universität München	38
Standardisierte und effiziente Methode zur Auswahl und Dimensionierung von Felssicherung am Beispiel eines großen Hangs im Südschwarzwald <i>Wiedenmann, Johannes¹; Ruch, Clemens²; Schöpflin, Simone¹; Bodien, Volker¹; Sage, Ansgar¹; Kammann, Johannes¹</i> ¹ Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) im Regierungspräsidium Freiburg, ² ehemals: Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) im Regierungspräsidium Freiburg	42
Die Überwachung von Sicherungsbauwerken in Bayern – Vorstellung der Herangehensweise der Staatsbauverwaltung und erste Erfahrungen aus Sicht des Sachverständigen <i>Koch, Andreas²; Keilig, Klaus³; Scharrer, Kilian⁴; Wolf, Jochen¹</i> ¹ Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Nürnberg, ² Landesbaudirektion Bayern, Zentralstelle für Ingenieurbauwerke und Georisiken, München, ³ Baugeologisches Büro Bauer GmbH, München, ⁴ IC consulenten Ziviltechniker GesmbH, Salzburg, Österreich	48
Bauzeitliches Naturgefahren-Warnsystem für ein alpines Gerinne im Stillachtal bei Oberstdorf <i>Singer, John¹; Keilig, Klaus²; Wichert, Christoph²; Bauer Markus²; Dallmeier, Verena³; Stöckle, Armin³</i> ¹ AlpGeorisk, Donauwörth, ² Baugeologisches Büro Bauer GmbH, München, ³ Markt Oberstdorf	54
Geologische Vorerkundung für ein Hangbewegungsfrühwarnsystem in den informellen Siedlungen von Medellín, Kolumbien <i>Breuninger, Tamara¹; Gamperl, Moritz¹; Thuro, Kuroschi¹</i> ¹ Technische Universität München	60
Ein neues Frühwarnsystem für Hangbewegungen in informellen Siedlungen: Fallstudie in Medellín, Kolumbien <i>Gamperl, Moritz¹; Singer, John²; Thuro, Kuroschi¹</i> ¹ Technische Universität München, ² AlpGeorisk, Donauwörth	66
Begutachtung von flexiblen Sicherungsbauwerken: Systematische Herangehensweise für die Bewertung der Bauteile und Baugruppen nach der «Life Cycle Methode» <i>Gröner, Eberhard¹; Bittendorfer, Alexander¹; Salzmänn, Hannes²</i> ¹ Geobrugg AG, Romanshorn, Schweiz, ² Free Fall Geotechnical Engineering ZT GmbH, Dornbirn, Österreich	72



Tunnelbau	78
Verklebungen im Spezialtiefbau – Erfahrungen und Einschätzungen	78
<i>Prediger, Lukas¹</i>	
<i>¹BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen</i>	
Hinweise zur Versuchsdurchführung des einaxialen Druckversuchs zur Bestimmung der Druckfestigkeit, des Verformungs- und des Elastizitätsmoduls	84
<i>Burbaum, Ulrich¹; Schmitt, V.¹; Klingelhöfer, L.¹; Haidinger, A.¹; Hofmann, D.¹</i>	
<i>¹Hochschule Darmstadt</i>	
Die ÖGG-Empfehlung für die baugeologische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken (2022) und ihre Anwendung aus deutscher Sicht	92
<i>Plinninger, Ralf¹; Scholz, Marcus²; Hollmann, Fritz³</i>	
<i>¹Dr. Plinninger Geotechnik, Bernried, ²müller + hereth Ingenieurbüro für Tunnel- und Felsbau GmbH, Freilassing; ³PORR GmbH & Co. KGaA, Düsseldorf</i>	
Ingenieurgeologisches Datenmanagement beim Tunnel Hauptbahnhof – 2. S-Bahn-Stammstrecke München	98
<i>Wunderle, Maximilian¹; Buschle, Natascha¹</i>	
<i>¹Max Bögl Tunnelbau – Geotechnik & Umwelt, München</i>	
Integration des Baugrundes in BIM	104
3D-Baugrundmodellierung im BIM-Prozess	104
<i>Stille, Benedikt¹; Kisse, Aloys¹; Oeller, Dominik¹</i>	
<i>¹CDM Smith Consult GmbH, Bochum</i>	
Erstellung eines großflächigen Fachmodells Baugrund im innerstädtischen Bereich der Hansestadt Hamburg auf Grundlage von Bestandsunterlagen	108
<i>Loibl, Anne¹; Meyer, Anna-Maria¹; Karches, Gesine¹</i>	
<i>¹Baugeologisches Büro Bauer GmbH, München</i>	
Quantifizierung und Visualisierung von Unsicherheiten in geologischen 3D-Modelle	112
<i>Schweizer, Daniel¹; Blum, Philipp¹; Butscher, Christoph²;</i>	
<i>¹Karlsruher Institut für Technologie, ²Technische Universität Bergakademie Freiberg</i>	
Untersuchungen zur wissensbasierten BIM-FEM-Integration an einer innerstädtischen Baugrube	118
<i>Beck, Johannes¹; Henke, Sascha¹</i>	
<i>¹Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr, Hamburg</i>	
Herausforderungen bei der Energiewende	124
Geomechanische Charakterisierung von tiefgeothermalen Reservoiren in Bayern, Deutschland	124
<i>Drexl, Catharina¹; Mattheis, Justin¹; Potten, Martin¹; Thuro, Kuroschi¹</i>	
<i>¹Technische Universität München</i>	
Finite-diskrete Modellierung von Rissprozessen um tiefgeothermale Bohrlöcher im Süddeutschen Molassebecken	130
<i>Mattheis, Justin¹; Yildirim, R.¹; Drexl, Catharina¹; Potten, Martin²; Thuro, Kuroschi¹</i>	
<i>¹Technische Universität München, ²Stadtwerke München GmbH</i>	
Potential von Niedrig-Temperatur-Aquiferspeichern (NT-ATES) in Deutschland	134
<i>Stemmler, Ruben¹; Hammer, Vanessa¹; Blum, Philipp¹; Menberg, Kathrin¹</i>	
<i>¹Karlsruher Institut für Technologie</i>	
Slope Stability Challenges Repurposing the Coal Mine as Hybrid Pumped-Hydropower Storage	140
<i>Pahlowan, Ershad Ud Dowlah¹; Braun, Anika¹</i>	
<i>¹Technische Universität Berlin</i>	
Untersuchung des Einflusses der Dichte von Böden auf die Ausbreitung thermischer Felder während des Betriebs von Hochspannungserdkabeln	146
<i>Siebert, Marin¹</i>	
<i>¹Technische Universität Berlin</i>	
Gleichstromleitung SuedLink – Konzeptionierung und Umsetzung eines Laborprogrammes zur Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit von Böden und zur Kabelachstandsdimensionierung	152
<i>Stenger, Tobias¹; Drefke, Christoph²; Stegner, Johannes³</i>	
<i>¹Boley Geotechnik GmbH, München, ²TransnetBW GmbH, Stuttgart, ³TenneT TSO GmbH, Bayreuth</i>	
Ein Ansatz zur Analyse der Suszeptibilität der Indonesischen Küstenlinie für küstennahe oder submarine Hangrutschungen	158
<i>Dohmen, Katrin¹; Braun, Anika¹; Fernandez-Steeger, Tomás M.¹</i>	
<i>¹Technische Universität Berlin</i>	



Geophysikalische Untersuchungen von instabilen Permafrost-Felswänden

M. Offer, Dr. M. Keuschnig, R. Scandroglio, G. Stockinger, Prof. Dr. M. Krautblatter, Lehrstuhl für Hangbewegungen, Technische Universität München

Der Rückgang des alpinen Permafrosts verringert die Hangstabilität von steilen Felswänden und stellt damit ein hohes Gefährdungspotential für hochalpine Infrastruktur dar. Gleichzeitig führt die Zunahme des alpinen Bergtourismus zu einer steigenden Exposition und Verwundbarkeit des Menschen. Im Vergleich zum Schmelzen der Gletscher ist der räumliche und zeitliche Rückgang des Permafrosts von außen nicht ersichtlich. Somit wird der Einsatz von geophysikalischen Methoden zur Erkennung, Charakterisierung und Überwachung des Permafrost-Vorkommens erforderlich.

Um die Dynamiken der Permafrost-Systeme besser zu verstehen wird ein Bergrücken im Mattertal in den Schweizer Alpen seit dem Jahr 2006 überwacht. Über den Zeitraum von 16 Jahren wurde mit Hilfe von elektrischen Widerstandsmessungen eine Abnahme des Volumens des Permafrosts von bis zu 60% bestimmt. Besonders im Bereich des Berggrates wurde der Übergang von gefrorenen zu ungefrorenen Bedingungen beobachtet.

In Hinblick auf die Langlebigkeit von alpinen Infrastrukturen und um kostenintensive Reparaturen zu vermeiden, sind detaillierte Kenntnisse über den Wasser- bzw. Eisgehalt der Permafrost-Systeme erforderlich. Aus diesem Grund wurde unter der Gipfelstation des Kitzsteinhorns in Österreich eine Messstrecke für elektrische Widerstandsmessungen und Refraktionsseismik eingerichtet. Die Kombination der Messungen ermöglichten es, fließendes Wasser in einer gefrorenen Umgebung zu detektieren.

1 Einleitung

Die hohe Sensibilität des alpinen Raums gegenüber dem fortschreitenden Klimawandel wurde in den letzten Jahren durch Ereignisse mit tragischen Folgen für die Menschen und Umwelt deutlich. Ein zunehmendes Risiko für weitreichende Katastrophen stellt dabei das Erwärmen des alpinen Permafrosts dar (GAPHAZ 2017). Ein Prozess, der sich in der nahen Zukunft weiter beschleunigen wird. Permafrost ist nach Dobinski (2011) definiert über den thermalen Zustand der Lithosphäre mit Temperaturen unter oder gleich 0°C in mindestens zwei aufeinander folgenden Jahren, unabhängig von der Anwesenheit von Eis. Somit kann ein erheblicher Anteil an ungefrorenem und fließendem Wasser je nach Felseigenschaft, Salzgehalt und Porendruck bis weit unter 0°C bestehen bleiben (Arenson et al. 2022). Der Übergang von gefrorenem zum ungefrorenem Wassergehalt ist dabei von besonderer Bedeutung hinsichtlich abnehmender Hangstabilitäten (Krautblatter et al. 2013), zunehmender Steinschlagaktivitäten (Keuschnig et al. 2015; Walter et al. 2020) und Schäden an hochalpinen Infrastrukturen (Duvillard et al. 2019).

Zur Überwachung des thermalen Zustands des Gebirges kommen häufig Bohrlochmessungen zum Einsatz. Diese sind jedoch sehr kostenintensiv, liefern lediglich eindimensionale Informationen und sind nicht in der Lage zwischen Eis und Wasser nahe 0°C

zu unterscheiden (Mollaret et al. 2019). Aus diesem Grund etablierten sich nicht-invasive, geophysikalische Methoden wie die elektrische Widerstandstomographie (ERT) und die Refraktionsseismik (SRT) zur Überwachung des Permafrost-Vorkommens (Krautblatter und Hauck 2007; Krautblatter und Draebing 2014; Scandroglio et al. 2021). Dabei wird die Sensibilität des elektrischen Widerstands und der P-Wellen Laufzeit des Felsgesteins gegenüber dem internen Wassergehalt und Temperaturänderungen ausgenutzt, um dessen thermische Veränderungen zu detektieren.

Hier präsentieren wir die Entwicklung des Permafrosts einer Felswand über 16 Jahre mittels elektrischen Widerstandsmessungen. Zudem zeigen wir auf, dass durch einen quantitativen, kombinierten Ansatz der Messungen des elektrischen Widerstandes, der seismischen Ausbreitungsgeschwindigkeiten sowie der Bohrlochtemperaturen fließendes Wasser in einer gefrorenen Umgebung detektiert werden kann.

2 Arbeitsgebiete und Methodik

2.1 Steintälli, Schweiz

Die Beobachtung des Permafrost-Vorkommens fand am Steintälli zwischen den Jahren 2006 und 2022 statt. Dieses Untersuchungsgebiet liegt auf einem Gipfelgrat zwischen dem Matter- und Turtmantal im Südschweizer Kanton Wallis (Abbildung 2-1). Der

Grat liegt benachbart zum Rothorn, ist Nordwest nach Südost orientiert und befindet sich zwischen 3.070 und 3.150 m NN. Die Hangneigung beträgt im Mittel 35°, reicht jedoch in einzelnen, steilen Bereichen bis zu 70°. Das Gipfelmassiv besteht vorwiegend aus geschieferten Paragneis mit einer homogenen Struktur. Das gesamte Gebiet war bis zu dem Anstieg der Lufttemperaturen nach der Kleinen Eiszeit von dem Rothorn Gletscher überdeckt. Nach dem massiven Schmelzen befindet sich heutzutage lediglich ein kleiner Rest des Gletschers auf dem Südwesthang.



Abbildung 2-1: Anordnung der elektrischen Widerstandsmessungen (ERT) entlang von fünf parallelen Profilen am Steintälli-Grat.

In Abbildung 2-1 ist der Aufbau der elektrischen Widerstandsmessung dargestellt. Im Jahr 2006 installierte Krautblatter und Hauck (2007) 205 Eisenstahlschrauben als Elektroden, welche in alle Folgemessungen in den Jahren 2007, 2008 von Krautblatter (2009), im Jahr 2012 von Krautblatter und Draebing (2014), im Jahr 2019 von Scandroglia et al. (2021), sowie in den Jahren 2021 und 2022 verwendet wurden. Die Anordnung besteht aus fünf parallelen Profilen mit jeweils 41 Elektroden mit einem Mindestabstand von 2 m. Die Distanz zwischen den Messprofilen wurde dabei auf das Doppelte des Elektrodenabstands (4 m) gewählt. Pro Profil wurden 190 Datenpunkte mittels dem ABEM Terrameter SAS 300 bzw. LS aufgezeichnet. Als Messanordnung wurde Wenner gewählt, da dieses das beste Verhältnis zwischen Signalstärke und Rauschen in Permafrost-Umgebungen aufweist (Krautblatter et al. 2010; Röder und Kneisel 2012).

Die Inversion wurde mit der Software BERT (Günther et al. 2006) und die Berechnung der Volumina mit der Software Paraview durchgeführt. Um dennoch an einem Standort ohne Bohrlochtemperaturmessungen eine quantitative Analyse der Ergebnisse zu ermöglichen, wurden Laborkalibrierungen von Krautblatter (2009) durchgeführt. Dafür wurde der elektrische Wi-

derstand an Gesteinsproben aus dem Untersuchungsgebiet unter kontrollierten, unterschiedlichen Temperaturen gemessen.

2.2 Kitzsteinhorn, Österreich

Das Arbeitsgebiet liegt in der Gipfelregion des Kitzsteinhorns (3.203 m NN) im Gemeindegebiet von Kaprun im österreichischen Bundesland Salzburg. Das Kitzsteinhorn gehört der in den Hohen Tauern gelegenen Glocknergruppe an. Es besteht aus Gesteinen der Bündnerschiefergruppe, wobei es sich vorwiegend um Kalkglimmerschiefer, Prasinite, Amphibolite, Phyllite und Serpentinite handelt (Cornelius und Clar). Im Bereich der Gipfelstation befindet sich häufig oberflächlich stark verwitterter grauer bis gelbbrauner, geschieferter Kalkglimmerschiefer. Aufgrund des Auftretens des Permafrosts auf dem nördlich exponierten Hang und der unmittelbaren Nähe zu der gefährdeten örtlichen Infrastruktur (Abbildung 2-2) sind die Überwachungen von höchster Bedeutung.

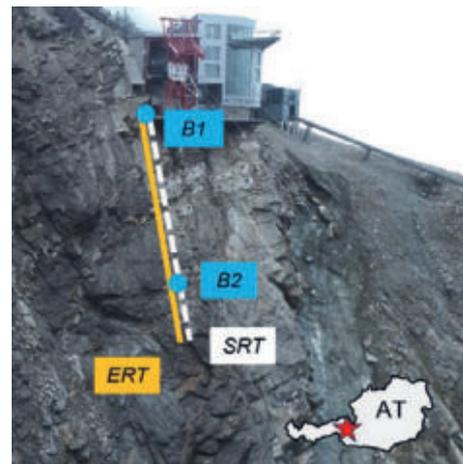


Abbildung 2-2: Messprofil unterhalb der Gipfelstation am Kitzsteinhorn. Gekennzeichnet ist das Profil der elektrischen Widerstandsmessungen (ERT), der seismischen Refraktionsseismik, sowie der Lage der Bohrlochtemperaturmessungen (B1-B2).

Von Februar 2013 bis Februar 2014 überwachte Keuschnig et al. (2017) die Permafrost-Entwicklung mittels ERT Messungen im 4h Intervall. Dieses Profil (siehe Abbildung 2-2) wurde im August 2022 wieder aufgebaut, musste jedoch aufgrund von einem Felssturz auf 31 Elektroden mit einem jeweiligen Abstand von 2 m verkürzt werden.

Zudem wurde zeitgleich entlang dem gleichen Profil eine aktive Refraktionsseismik mit 24 Geophonen durchgeführt. Die Aufzeichnung der seismischen Daten erfolgte mittels einem 24-Kanal Seismograf (Geode, Geometrics Inc.). Das seismische Signal wurde mit einem 5 kg schweren Vorschlaghammer



ausgelöst. Für die Auswertung der Daten wurde die Software ReflexW 10.2 verwendet.

Entlang des Messprofils befinden sich zudem zwei Bohrlöcher auf einer Höhe von 3.030 m NN und 3.000 m NN. Beide wurden senkrecht zur Oberfläche und damit einhergehend senkrecht zur Schieferung gebohrt. Das Bohrloch B1 liefert Temperaturwerte bis in eine Tiefe von 21.5 m, wohingegen die Aufzeichnung der Felstemperaturen des Bohrlochs B2 bis in eine Tiefe von 30.0 m reicht. Diese Felstemperaturmessungen zusammen mit durchgeführten Laborkalibrierungen an Gesteinsproben von dem Untersuchungsgebiet (siehe Kapitel 2.1) werden für eine quantitative Interpretation der ERT- und SRT-Messungen herangezogen

3 Ergebnisse

3.1 Langzeittrend der Entwicklung des Permafrost-Vorkommens

In Abbildung 3-1 ist die Verteilungsfunktion der Rohdaten der elektrischen Widerstandsmessungen der Messjahre von 2006 bis 2022 am Steintälli-Grat dargestellt. Dabei wird deutlich, dass über den Zeitraum die gemessenen Werte des elektrischen Widerstands deutlich abnehmen, welches gleichbedeutend mit einer Zunahme der Felstemperaturen ist. Der steigende Anteil des Wassers in den Poren und der Klüfte des Felsen verursacht dabei eine Abnahme des elektrischen Widerstands.

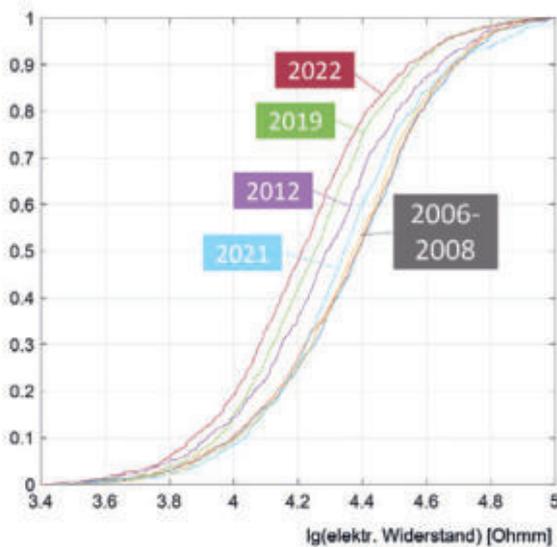


Abbildung 3-1: Verteilungsfunktion des scheinbaren elektrischen Widerstands der Rohdaten von den Messjahren 2006 bis 2022.

Die Rohdaten der Messung im Jahr 2021 unterbrechen den Trend. Hier muss jedoch berücksichtigt werden, dass aufgrund einer zu dem Messzeitpunkt

herrschenden hohen Schneelage nicht alle Elektroden verwendet werden konnte und somit die Aufzeichnung im Jahr 2021 nur bedingt vergleichbar ist. Gleichzeitig bestätigen eine Vielzahl von Bohrlöchern in den europäischen Alpen das hydrologische Jahr 2021 als kurzzeitige Unterbrechung des Erwärmungstrends: Kalte Lufttemperaturen und eine hohe Schneelage begünstigten kältere Felstemperaturen. Zudem wurden in dem hydrologischen Jahr 2021 aus dem Trend herausfallende tiefe Felstemperaturen weitverbreitet in den europäischen Alpen gemessen (PERMOS 2023).

Abbildung 4-1 zeigt die räumliche Entwicklung des gefrorenen Felsbereichs. Bereits zum Messbeginn im Jahr 2006 wurde das Vorkommen des Permafrosts auf der nach Nordosten gerichteten Felsflanke und unter dem Bergkamm detektiert. Im Laufe der Jahre zog sich der Permafrost vor allem unter dem Bergrücken zurück. Die letzte Messung im Jahr 2022 detektierte lediglich einen verbleibenden Permafrost-Bereich am Fuße des Nordosthanges. Über den gesamten 16-jährigen Überwachungszeitraum hinweg wurde eine prozentuale Abnahme des Permafrost-Volumens von bis zu 60% beobachtet.

3.2 Kombinierte Analyse der Bohrlochtemperaturen, der ERT- und SRT-Messungen

Die Temperaturmessungen entlang der beiden Bohrlöcher in der Nordflanke des Kitzsteinhorns zeigen ein Permafrost-Vorkommen ab ca. 5.0 m Tiefe auf. Dies wurde ebenfalls ersichtlich aus der seismischen Refraktionstomografie. Da der elektrische Widerstand zum einem von der Felstemperatur und zum anderen von der Wassersättigung abhängig ist, konnte diese Messung zudem zu dem Detektieren von fließendem Wasser genutzt werden.

4 Diskussion

Unsere Messungen zeigen erneut auf, dass das Vorkommen des Permafrosts von den Folgen der Klimaerwärmung signifikant beeinflusst wird. Veränderungen der Schneelage hinsichtlich verkürzter Liegedauer und geringeren Schneelasten (Salzmann et al. 2007), sowie steigende Lufttemperaturen begünstigen den Rückgang des Permafrosts. Langzeitanalysen der Lufttemperaturen im Steintälli zeigen einen deutlichen Anstieg mit zunehmenden Raten ab dem Jahr 2014 (Scandroglio et al. 2021). Zwischen 2014 und 2019 überschritt die jährliche Durchschnittstemperatur das erste Mal für zwei aufeinander folgenden Jahre die -3.0°C Grenze, welche häufig als untere Temperatur zur Bestimmung von Permafrost-Vorkommen verwendet wird (Haeberli et al. 2010). Der beobachtete Erwärmungstrend der Felstemperaturen und der fortschreitende Rückgang des Permafrosts

ist zudem im Einklang zu einer Vielzahl von Überwachungsstandorten in den europäischen Alpen (PERMOS 2023).

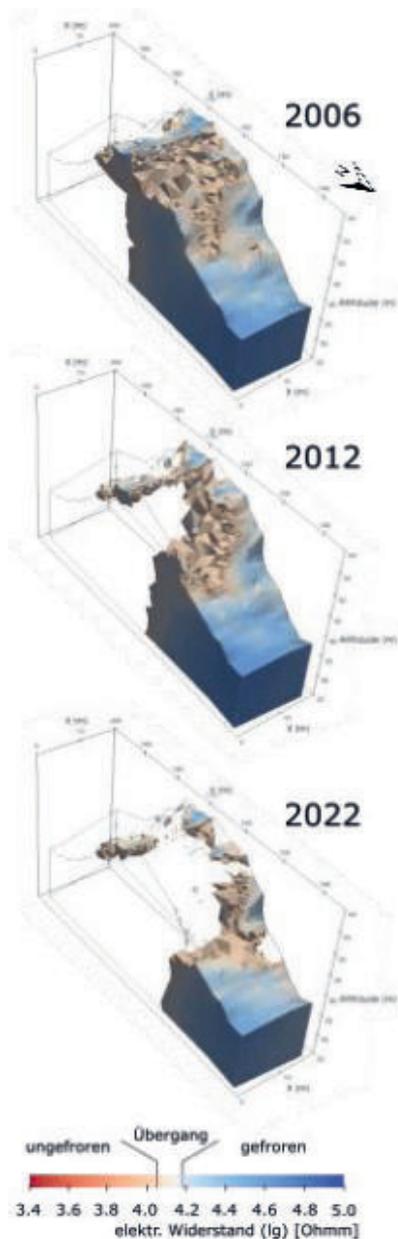


Abbildung 4-1: Entwicklung des gefrorenen Bereichs am Steintälli-Grat von den Jahren 2006 bis 2022.

Der kombinierte Ansatz aus geophysikalischen Methoden, sowie den Messungen der Bohrlochtemperaturen ermöglichte an der Nordflanke des Kitzsteinhorns fließendes Wasser quantitativ zu detektieren. Geringe elektrische Widerstandswerte sind dabei ein Indikator für einen erhöhten Flüssigwassergehalt der Felsflanke. In den europäischen Alpen wird der allgemeine Anstieg des flüssigen Wassers in den Permafrost-Schichten als direkte Folge des Abbaus von Eis im Permafrost vermutet (PERMOS 2023).

5 Fazit

Unserer durchgeführten geophysikalischen Messungen am Steintälli in den Schweizer Alpen und am Kitzsteinhorn in den österreichischen Alpen tragen dazu bei, die Dynamiken des Permafrost-Rückgangs besser zu verstehen, quantitativ zu überwachen und Veränderungen frühzeitig zu erkennen. Dies ermöglicht Bereiche hervorzuheben, welche aufgrund des Übergangs von gefroren zu ungefroren von einer Reduktion der Hangstabilität betroffen sind. Im Hinblick auf den fortschreitenden Klimawandel sind die angewendeten Methodiken notwendig, um die Risikobewertung von hochalpinen Infrastrukturen in tauender Permafrost-Umgebung weiterzuentwickeln.

Literaturverzeichnis

Arenson, L. U.; Harrington, J. S.; Koenig, C. E. M.; Wainstein, P. A. (2022): *Mountain Permafrost Hydrology—A Practical Review Following Studies from the Andes*. In: *Geosciences* 12 (2), S. 48. DOI: 10.3390/geosciences12020048.

Cornelius, H. P.; Clar, E.: *Erläuterungen zur geologischen Karte des Glocknergebietes*. Wien: Geologische Bundesanstalt.

Dobinski, W. (2011): *Permafrost*. In: *Earth-Science Reviews* 108 (3), S. 158–169. DOI: 10.1016/j.earscirev.2011.06.007.

Duvillard, P.-A.; Ravanel, L.; Marcer, M.; Schoeneich, P. (2019): *Recent evolution of damage to infrastructure on permafrost in the French Alps*. In: *Reg Environ Change* 19 (5), S. 1281–1293. DOI: 10.1007/s10113-019-01465-z.

GAPHAZ (2017): *Assessment of Glacier and Permafrost Hazards in Mountain Regions –Technical Guidance Document*. In: Allen, S., Frey, H., Huggel, C. et al. (Hg.): *Standing Group on Glacier and Permafrost Hazards in Mountains (GAPHAZ) of the International Association of Cryospheric Sciences (IACS) and the International Permafrost Association (IPA)*, 72 pp. Online verfügbar unter https://gaphaz.org/files/Assessment_Glacier_Permafrost_Hazards_Mountain_Regions.pdf, zuletzt geprüft am 10.06.2021.

Günther, T.; Rücker, C.; Spitzer, K. (2006): *Three-dimensional modelling and inversion of dc resistivity data incorporating topography - II. Inversion*. In: *Geophysical Journal International* 166 (2), S. 506–517. DOI: 10.1111/j.1365-246X.2006.03011.x.

Haeblerli, W.; Noetzli, J.; Arenson, L.; Delaloye, R.; Gärtner-Roer, I.; Gruber, S. et al. (2010): *Mountain permafrost: development and challenges of a young research field*. In: *J. Glaciol.* 56 (200), S. 1043–1058. DOI: 10.3189/002214311796406121.



Keuschnig, M.; Krautblatter, M.; Hartmeyer, I.; Fuss, C.; Schrott, L. (2017): Automated Electrical Resistivity Tomography Testing for Early Warning in Unstable Permafrost Rock Walls Around Alpine Infrastructure. In: *Permafrost and Periglac. Process.* 28 (1), S. 158–171. DOI: 10.1002/ppp.1916.

Keuschnig, M.; Hartmeyer, I.; Höfer-Öllinger, G.; Schober, A.; Krautblatter, M.; Schrott, L. (2015): *Permafrost-Related Mass Movements: Implications from a Rock Slide at the Kitzsteinhorn, Austria.* In: Lollino, G.; Manconi, A.; Clague, J.; Shan, W.; Chiarle, M. (Hg.): *Engineering Geology for Society and Territory* - Volume 1. Cham: Springer International Publishing, S. 255–259.

Krautblatter, M. (2009): *Detection and quantification of permafrost change in alpine rock walls and implications for rock instability.* Dissertation. Rheinischen Friedrich-Wilhelms-Universität Bonn.

Krautblatter, M.; Draebing, D. (2014): *Pseudo 3-D P wave refraction seismic monitoring of permafrost in steep unstable bedrock.* In: *J. Geophys. Res. Earth Surf.* 119 (2), S. 287–299. DOI: 10.1002/2012JF002638.

Krautblatter, M.; Funk, D.; Günzel, Friederike K. (2013): *Why permafrost rocks become unstable: a rock-ice-mechanical model in time and space.* In: *Earth Surf. Process. Landforms* 38 (8), S. 876–887. DOI: 10.1002/esp.3374.

Krautblatter, M.; Hauck, C. (2007): *Electrical resistivity tomography monitoring of permafrost in solid rock walls.* In: *J. Geophys. Res.* 112 (F2). DOI: 10.1029/2006JF000546.

Krautblatter, M.; Verleysdonk, S.; Flores-Orozco, A.; Kemna, A. (2010): *Temperature-calibrated imaging of seasonal changes in permafrost rock walls by quantitative electrical resistivity tomography (Zugspitze, German/Austrian Alps).* In: *J. Geophys. Res.* 115 (F2). DOI: 10.1029/2008JF001209.

Mollaret, C.; Hilbich, C.; Pellet, C.; Flores-Orozco, A.; Delaloye, R.; Hauck, C. (2019): *Mountain permafrost degradation documented through a network of permanent electrical resistivity tomography sites.* In: *The Cryosphere* 13 (10), S. 2557–2578. DOI: 10.5194/tc-13-2557-2019.

PERMOS (2023): *Swiss Permafrost Bulletin 2022.* 4. Aufl. Unter Mitarbeit von Noetzli, J. und Pellet, C.. Hg. v. PERMOS.

Rödler, T.; Kneisel, C. (2012): *Permafrost mapping using quasi-3D resistivity imaging, Murtèl, Swiss Alps.* In: *Near Surface Geophysics* 10 (2), S. 117–127. DOI: 10.3997/1873-0604.2011029.

Salzmann, N.; Nötzli, J.; Hauck, C.; Gruber, S.; Hoelzle, M.; Haeberli, W. (2007): *Ground surface*

temperature scenarios in complex high-mountain topography based on regional climate model results. In: *J. Geophys. Res.* 112 (F2). DOI: 10.1029/2006JF000527.

Scandroglio, R.; Draebing, D.; Offer, M.; Krautblatter, M. (2021): *4D quantification of alpine permafrost degradation in steep rock walls using a laboratory-calibrated electrical resistivity tomography approach.* In: *Near Surface Geophysics* 19 (2), S. 241–260. DOI: 10.1002/nsg.12149.

Walter, F.; Amann, F.; Kos, A.; Kenner, R.; Phillips, M.; Preux, A. d. et al. (2020): *Direct observations of a three million cubic meter rock-slope collapse with almost immediate initiation of ensuing debris flows.* In: *Geomorphology* 351, S. 106933. DOI: 10.1016/j.geomorph.2019.106933.





Was triggerte die „El Guasimo“-Hangrutschung? Numerische Distinct Element Analyse einer großen Paläohangrutschung im Cauca-Tal in den kolumbianischen Anden

M.Sc. Martin Tzschope, Technische Universität Berlin, Berlin
Dr. Anne-Sophie Mreyen, Universität Lüttich, Lüttich
Prof. Dr. Tomas Fernandez-Steeger, Technische Universität Berlin, Berlin
Prof. Dr. Edier Aristizábal, Universidad Nacional de Colombia, Medellín
Dr. Anika Braun, Technische Universität Berlin, Berlin

Durch die Untersuchung von großen Paläohangrutschungen kann das regionale Verständnis vom Auftreten von Hangrutschungen erweitert werden. Gerade große Paläorutschungen sind hierfür interessant, da sie oft durch spezielle oder extreme Bedingungen verursacht wurden. Die „El Guasimo“-Hangrutschung zählt mit vermutlich über 1 Mio m³ zu den größten Paläorutschungen der kolumbianischen Anden. Trotzdem sind die Bedingungen und Auslösemechanismen dieser Rutschung unklar. Es existieren verschiedene Theorien, welche den Einfluss von Starkregenfällen sowie Erdbeben vermuten, was durch Geologie und klimatische Bedingungen naheliegender ist. Das Tal des Rio Cauca befindet sich in den tropischen Anden und orientiert sich entlang der aktiven Cauca-Romeral Störung, welche die Grenze, zwischen der West- und der Zentralkordillere der nördlichen Anden bildet und welche Auslöser für rezente und historische Erdbeben ist. Ziel dieser Arbeit ist es, die verursachenden Mechanismen der „El Guasimo“-Rutschung nachzuvollziehen. Mit dem 2D Distinct Element Code UDEC™ wird eine umfassende Rückanalyse verschiedener Faktoren durchgeführt. Zunächst wird das ursprüngliche Hangprofil rekonstruiert und anschließend wird das Verhalten des Hanges auf statische und dynamische Einflüsse analysiert. Das Ergebnis der statischen Modellierung sind Analysen des Standsicherheitsfaktors, welche den Einfluss verschiedener Kontaktparameter wie Reibungswinkel (ϕ) und Kohäsion (c) sowie verschiedener Grundwasserspiegel und einer möglichen existenten Gleitfläche in Form einer Schwächezone im Hang. Durch die dynamische Modellierung zeigt sich, dass eine hohe dynamische Last notwendig ist, um die Rutschung auszulösen

1 Einleitung

Rutschungen sind weit verbreitete und häufige Naturgefahren. Sie bedrohen weltweit Menschenleben und verursachen enorme Kosten für die Volkswirtschaften vieler Länder (Aristizábal et al., 2016; Aristizábal & Sánchez, 2020; Dilley, 2005). Nach Dilley et al. (2005) sind etwa 3,7 Millionen Quadratkilometer der weltweiten Landfläche, auf der etwa 300 Millionen Menschen leben, solchen Hangrutschungen ausgesetzt. Die weltweite Zahl der Todesopfer liegt bei 55.997 zwischen 2004 und 2016 (Froude & Petley, 2018). Besonders betroffen sind Gebirgsregionen, Flachlandregionen dagegen seltener (Cruden & Varnes, 1996). Tödliche Hangrutschungen mit einer hohen Zahl von Todesopfern sind in Mittelamerika, Südamerika und Asien weit verbreitet (Dilley et al., 2005; Froude & Petley, 2018). In Kolumbien ist die Häufigkeit von Hangrutschungen aufgrund der Lage

in den Anden, der tropischen Temperaturbedingungen und der Auswirkungen des El Niño/La Niña Southern Oscillation (ENSO) – Phänomens, welches auch durch den Klimawandel verstärkt wird, hoch (Mergili et al., 2015). Laut Aristizábal und Sánchez (2020), welche die weltweiten Erdrutschstatistiken von 1900 bis 2018 untersuchten, belief sich die Zahl der Erdrutsche in Kolumbien in diesem Zeitraum auf 30.730 mit 34.198 Todesopfern. In diesem Kontext spielt das Verständnis von Paläorutschungen eine große Rolle, um den Rutschungskatalog Kolumbiens zu erweitern und zu diversifizieren und so zu genaueren Suszeptibilitätsanalysen und Risikoeinschätzungen (Clague 2022).

Ziel dieses Beitrages ist es, mit Hilfe einer numerischen Rückanalyse der relevanten Kontaktparameter Kohäsion und Reibungswinkel sowie der Reaktion des Hanges auf Faktoren wie Grundwasser und Erdbeben ein besseres Verständnis möglicher Auslösemechanismen der "El Guasimo"-Hangrutschung im Cauca-Tal (Kolumbien), zu gewinnen. Dies kann

zur Vorhersage und Bewertung künftiger Risikoszenarien in Bezug auf Erdbeben oder Starkniederschläge in der Region genutzt werden.

2 Die El Guasimo Hangrutschung

2.1 Beschreibung der Hangrutschung

Die „El Guasimo“ Hangrutschung liegt etwa 100 km nördlich von Medellín im kolumbianischen Bundesstaat Antioquia an der Grenze der Gemeinden Buritica und Liborina mit den Koordinaten 6°81'N/75°87'W (Abbildung 2-1.). Die Gemeinden sind mit ca. 28000 Einwohnern auf 836 km² sehr dünn besiedelt. Daraus ergibt sich eine kaum ausgebaute Infrastruktur, welche die Rutschung schwer zugänglich macht und Geländeuntersuchungen erschwert. 46 km nördlich von der Rutschung entfernt befindet sich der Ituango Staudamm, welcher von 2011 bis 2018 als Wasserkraftwerk errichtet wurde. Der geplante Stausee wird eine Länge von ca. 127 km und ein Volumen von 2,72 Mrd. m³ haben. Daraus ergibt sich eine zusätzliche Notwendigkeit, die Mechanismen lokaler Hangrutschungen zu verstehen, um Risiken in Bezug auf den Stausee abschätzen zu können.

Die Hangrutschung befindet sich direkt im Tal des Flusses Cauca. Hier hat das Tal die Form eines tiefen und breiten Canyons, der von den kolumbianischen Anden mit Höhen bis zu ca. 2400 m umgeben ist (Abbildung 2-2.). Der Cauca-Fluss, der von Süden nach Norden fließt, markiert die Grenze zwischen der Zentral- und der Westkordillere, zwei der drei Hauptgebirgszüge der nördlichen Anden.

2.2 Klima

Die Region kann in die tropische Klimazone eingeordnet werden. Diese ist geprägt durch hohe Luftfeuchtigkeit und Temperaturen. Außerdem ist die Amplitude zwischen der täglichen Höchst- und Mindesttemperatur in den tropischen Anden sehr hoch (Borsdorf & Stadel, 2013). Das Untersuchungsgebiet ist dem El Niño/El Niña Southern Oscillation (ENSO) – Phänomen ausgesetzt, welches in ihrem Auftreten, ihrer Dauer und ihrer Intensität variabel ist. Mehrere Studien belegen einen verstärkenden Effekt des Klimawandels. Das Phänomen hält also länger an und tritt häufiger und intensiver auf (Latif & Keenlyside, 2009). El Niño ist eine warme Phase, bei der während der Trockenzeiten in den tropischen Regionen höhere Temperaturen und weniger oder gar keine Niederschläge auftreten. La Niña ist eine kalte Phase mit verstärkten Niederschlägen und niedrigeren Temperaturen während der Regenzeit. Das Paläoklima, relevant für die Interpretation der Modellierungsergebnisse, war seit dem letzten glazialen Maximum in den letzten 11.000 Jahren vor allem La

Niña geprägt, mit besonders starken Regen- und Flutereignissen. Moderne ENSO-Bedingungen stellten sich vor rund 2100 Jahren (Bird et al., 2017; Bräuning, 2009).



Abbildung 2-1: Die physische Karte von Kolumbien. Der Punkt markiert die Position des Erdbebens „El Guasimo“



Abbildung 2-2: Die „El Guasimo“ Hangrutschung am westlichen Flussufer im Tal des Cauca Flusses

2.3 Geologie

Die geologischen sowie tektonischen Eigenschaften der Region sind geprägt durch die Orogenese der Anden beginnend im mittleren bis Mesozoikum mit dem Auseinanderbrechen Pangäas und dem Verschieben der Südamerikanischen Platte nach Westen. Von Westen und Norden kommt es zu Subduktion der Nazca-, Cocos- und Karibischen Platte.



Diese Prozesse dauern bis heute an und haben in den nördlichen kolumbianischen Anden drei Gebirgszüge gebildet, die sich in ihrer geologischen Struktur und Zusammensetzung unterscheiden. Es handelt sich um die Ost-, die Zentral- und die Westkordillere (Abbildung 2-1.). Diese sind getrennt durch 3 bis heute aktive Störungszonen. Die West- und Zentralkordillere sind getrennt durch das Romeral-Störungssystem, welches parallel zum Caucafluss verläuft. Daraus resultierend befinden sich im Gebiet um El Guasimo die Cauca-Almaguer, Sabarnalaga, El Guasimo und Tonusco-Störungen, welche während der Modellierung berücksichtigt wurden (Tabelle 1).

Tabelle 1: Störungen im Untersuchungsgebiet. Nach Flórez Barón & Lopera Tobón (2020)

Störung	Streichen	Einfällen	Bewegungsrichtung
Cauca-Almaguer	N10°-25°W	65°E	links lateral, normal
Sabarnalaga	N05°-40°O	85°E	Invers, sinistral
El Guasimo	N10°-15°O	80°E	normal
Tonusco	NS10°O	70°E	normal

Die Zentralkordillere besteht aus metamorphem Gestein und magmatischen Intrusionen, während die Westkordillere aus mafischen Vulkaniten besteht. Im Untersuchungsgebiet gibt es zwei vorherrschende geologische Formationen. Die erste ist die Barroso-Formation, bestehend aus Basalt- und basaltischen Andesit-Lavaströmen mit porphyrischer Textur, die im östlichen Untersuchungsgebiet durch den Sabarnalaga-Batholith unterbrochen wird (Restrepo, 2020). Dieser vulkanische Intrusivkörper bestehend aus mafischen Hornblendegabbros und -dioriten, wird durch die Sabarnalaga-Störung im Westen und die Cauca-Almaguer-Störung im Osten begrenzt (García et al., 2012).

3 Methoden und Modellierung

3.1 Profilrekonstruktion

Zunächst werden die potenziellen Abrisskanten- und Rutschungsflächen ermittelt und das Volumen des abgelagerten Rutschungsmaterials sowie die möglichen morphologischen Eigenschaften des rekonstruierten Hangs bestimmt. In QGIS wurde mit einem digitalen Geländemodell mit einer Auflösung von 10 m eine morphometrische Analyse von Hangneigung, Hangorientierung sowie der Krümmung des Hanges durchgeführt. Hierbei lassen sich einige morphologische Merkmale des Rutschungsstruktur optisch erkennen. Der Rutschungskörper weist eine blockartige, stufenförmige Struktur auf, die von Entwässerungsrinnen durchschnitten wird. Über dem Rutschungskörper lässt sich eine signifikante Abrisskante, sowie eine keilförmige Struktur erkennen, welche Teil der Abrisskante, eine zweite Abrisskante oder eine Erosionsstruktur sein kann. Das Profil wird so ausgewählt, dass beide potenziellen Abrisskanten sowie der gesamte Rutschungskörper abgedeckt werden (Abbildung 3-1.).

schungskörper lässt sich eine signifikante Abrisskante, sowie eine keilförmige Struktur erkennen, welche Teil der Abrisskante, eine zweite Abrisskante oder eine Erosionsstruktur sein kann. Das Profil wird so ausgewählt, dass beide potenziellen Abrisskanten sowie der gesamte Rutschungskörper abgedeckt werden (Abbildung 3-1.).

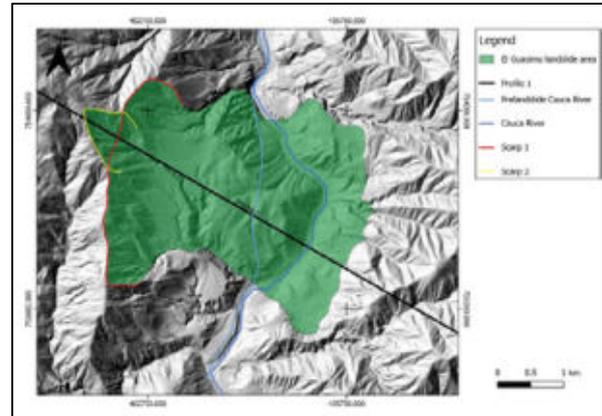


Abbildung 3-1: Karte des angenommenen Erdbebensgebietes von „El Guasimo“

Die Rekonstruktion des ursprünglichen Profils ist aufgrund der dürftigen Datengrundlage nur mit verschiedenen Annahmen möglich, welche aus früheren Untersuchungen resultieren (Flórez Barón & Lopera Tobón, 2020; Ortiz & Perez, 1998; Page & Mattsson, 1981). Unter anderem muss angenommen werden, dass die Rutschung den Fluss blockiert und so das Flussbett nach Osten verschoben hat. Das ursprüngliche Flussstal war breiter als heute und die Hänge östlich und westlich des Flusses deutlich steiler. Die angenommene Neigung des rekonstruierten Profils entspricht hiermit 20° bis 35°. In Bezug auf das Volumen muss die Existenz des Rutschungsdammes und die Erosion durch den Fluss beachtet werden. Ortiz und Perez (1998) verweisen zudem auf eine Schwächezone oder -schicht innerhalb des Hanges, welche als Gleitfläche fungiert haben soll. Durch diese Annahmen und die QGIS-Analyse lässt sich ein ursprüngliches Profil konstruieren.

3.2 Modellkonstruktion

Die numerische Modellierung wurde mit der zweidimensionalen Distinkte Elemente Software UDEC 7.0 (Itasca) durchgeführt. Der erste Schritt ist die Implementierung des rekonstruierten Profils. Dazu werden die Koordinaten des Profils und der Rutschungsgleitfläche importiert. Anschließend werden auch die Störungen, welche das Profil kreuzen mit den jeweiligen Einfallswinkeln übernommen (Tabelle 1).

Aufgrund der wenigen Kenntnisse über Geologie und Eigenschaften des Gebirges wie etwa Klüftung und Schichtung werden randomisierte Kontakte durch Voronoivermaschung für die Modellierung verwendet

(Abbildung 3-2.). Die generierten Blöcke fungieren in UDEC als diskrete Elemente, d.h. sie können entweder starr oder verformbar sein. Bei Problemen mit hohen Spannungen, wie dynamischen Analysen oder Hangverformungen, sollten die Blöcke verformbar sein. Dazu werden sie in dreieckige Finite-Differenzen-Zonen diskretisiert. Jetzt können den Blöcken Material- und Kontaktparameter sowie konstitutive Modelle zugewiesen werden. Je nach Ansatz werden im Verlauf dieser Rückanalyse das Mohr-Coulomb-Plastizitätsmodell oder ein elastisches Modell ausgewählt. Die Materialeigenschaften wurden mit RocLab von Rocscience (2002) bestimmt (Tabelle 2). Die Kontaktparameter Stiffness Normal und Stiffness Shear (Tabelle 3) wurden durch diverse Modelltests bestimmt. Die Werte für die Störungen basieren hingegen auf Empfehlungen von ITASCA (2020) und werden für die Rückanalyse als konstant angenommen.

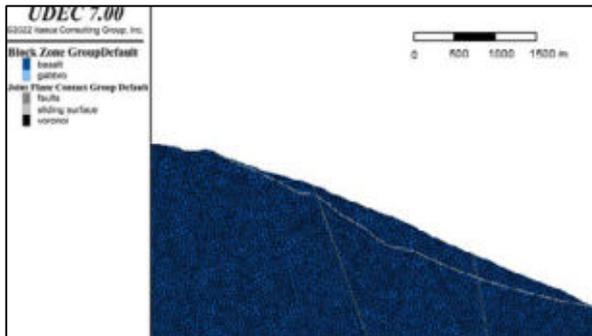


Abbildung 3-2: Konstruiertes Profil der „El Guasimo“ Hangrutschung in UDEC 7.0 (Itasca)

Tabelle 2: Materialeigenschaften angewandt während der Modellierung in UDEC 7.0 (Itasca)

Materialparameter	Einheit	Basalt	Gabbro
Dichte ρ	[kg/m ³]	2900	3100
Elastizitätsmodul E	[GPa]	64.12	110
Poissonzahl ν	-	0.23	0.27
Schermodul G	[GPa]	30.49	43
Kompressionsmodul K	[GPa]	39.58	82.2
Kohäsion c	[MPa]	21.63	35
Reibungswinkel ϕ	[°]	44.3	52

Tabelle 3: Kontaktparameter angewandt während der Modellierung in UDEC 7.0 (Itasca)

Kontaktparameter	Gleitfläche	Voronoi	Störungen
Reibungswinkel ϕ [°]	-	-	22
Kohäsion c [Mpa]	-	-	100
Stiffness Normal [GPa]	25	25	15
Stiffness Shear [GPa]	12.5	12.5	7.5

3.3 Numerische Rückanalyse

3.3.1 Statische Analyse

Die statische Analyse zielt darauf ab, die Stabilität des Hanges in Abhängigkeit von den variierenden Kontaktparametern Reibungswinkel ϕ und Kohäsion c der Voronoi-Blöcke und der Gleitfläche zu untersuchen. Hierfür wird der minimale globale Standsicherheitsfaktor bestimmt. UDEC verwendet hierfür den Bracketingansatz nach Dawson et al. (1999) bei dem bei einem stabilen und instabilen Anfangszustand Kohäsion und Reibungswinkel so lange reduziert werden, bis der Unterschied zwischen stabilem und instabilem Zustand einen minimalen Unterschied aufweist.

Es werden achtzehn verschiedene Analysen durchgeführt. Drei, um den kritischen Reibungswinkel abzuschätzen, unter dem das Modell instabil wird. Hier wird das Mohr-Coulomb-Materialmodell verwendet. Drei weitere Modelle werden unter Anwendung des elastischen Materialmodells analysiert, um die Unterschiede im Modellverhalten zu ermitteln. Die Kohäsion der Kontakte wird auf 0 MPa gesetzt und es werden Reibungswinkel von 25°, 20° und 15° gewählt. Neben dem Reibungswinkel wird auch der kritische Kohäsionswert bestimmt. Es werden fünf verschiedene Kohäsionswerte bei einem konstanten Reibungswinkel getestet. Außerdem wird der Einfluss von vier verschiedenen Grundwasserständen untersucht. Schließlich werden die Werte der Voronoi-Kontakte unter und über der Gleitfläche sowie die Gleitfläche selbst variiert, um die Auswirkung der Gleitfläche zu zeigen, bzw. die Plausibilität ihrer Existenz zu prüfen.

3.3.2 Dynamische Analyse

Die dynamische Analyse besteht aus zwei Teilen. In beiden Teilen wird das Ricker-Wavelet als seismisches Eingangssignal benutzt, welches von Ricker (1953) entwickelt wurde und üblicherweise zur Reproduktion von Erdbebensignalen verwendet wird. Das hier verwendete Wavelet ist eine Kombination zweier Teile mit 1,4 Hz und 3,5 Hz Zentralfrequenz (Abbildung 3-3.)

Der erste Teil der Analyse umfasst vier Modelle mit unterschiedlichen Eingangsstärken des dynamischen Signals, eingeführt in Form des Ricker-Wavelet und einer Dauer von fünf Sekunden. Diese dienen zur Bestimmung idealer Werte für eine plausible Reaktion des Hanges in Bezug auf die Peak Ground Acceleration (PGA) für die weiteren Analyseschritte. Die zweite Modellreihe ist die Verschiebungsanalyse und Versagenssimulation. Die Verschiebungsanalyse umfasst drei Modelle und dient zur Untersuchung unter welchen Bedingungen die erste Auslösung der Rutschung stattfindet. Die Modelle besitzen gleiche Materialparameter und es wird das Mohr-

Coulomb-Materialmodell und das Coulomb-Kontaktmodell verwendet. Die Parameter werden mit erhöhten Werten für Kohäsion (250 MPa) und Reibungswinkel (20°) als stabil gewählt, um ein vollständiges Versagen zu verhindern. Nur das dynamische Eingangssignal wird in seiner Stärke variiert. Es wird als Drei-Peak-Ricker-Wavelet mit einer Dauer von 15 s eingeführt.

Die Versagenssimulation wird anhand zweier Modelle durchgeführt. Eines ohne und eines mit Grundwasserspiegel von 20 m unter Geländeoberkante. Das Materialmodell unterscheidet sich nicht von den bei der Verschiebungsanalyse durchgeführten Simulationen. Für die Kontakte wird das Residualmodell angewandt, wobei ein Reibungswinkel (residual) und eine Kohäsion (residual) hinzugefügt werden. Die Kontakte erhalten diese Werte, wenn eine Verschiebung stattfindet. Die Eingangsparameter sind hier $c = 250$ MPa und $\varphi = 20^\circ$. Die Residualwerte sind $c = 0$ und $\varphi = 15^\circ$ für die Gleitfläche und 20° für die Voronoi-Kontakte.

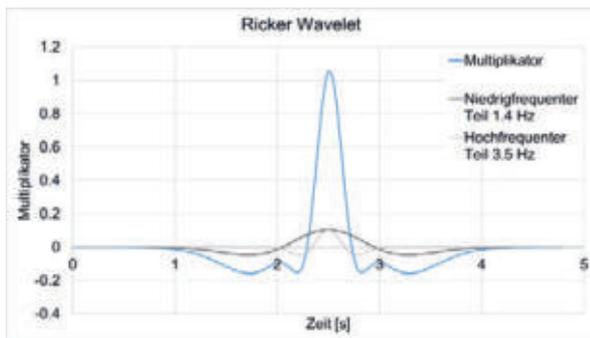


Abbildung 3-3: Form des Ricker-Wavelet (Multiplikatorform) als Kombination aus einem niederfrequenten (1,4 Hz) und einem hochfrequenten (3,5 Hz) Teil. Nach Mreyen et al. (2022)

4 Ergebnisse und Diskussion

4.1 Statische Analyse

Die statische Analyse zielt darauf ab, kritische Werte der Reibungswinkel und Kohäsion der Kontakte zu ermitteln, bei denen der rekonstruierte Hang instabil wird, und den Einfluss einer vorhandenen Schwächezone oder Schicht innerhalb des Hanges (d. h. einer implementierten Gleitfläche) sowie statischer Wasserspiegel und deren korrelierende Porendrücke auf die Hangstabilität aufzuzeigen. Die Ergebnisse zeigen einen hohen Einfluss des Reibungswinkels φ und einen eher kleineren Einfluss der Kohäsion c auf die Hangstabilität. Das Modell war bei Reibungswinkeln φ von 25° und 20° ohne angewandte Kohäsion stabil. Erst die Verringerung von φ auf 15° führte zu einem instabilen Zustand. Eine Kohäsion von $c = 250$ MPa kann diesen instabilen Zustand stabilisieren. Daraus abgeleitet, ergeben diese Werte die

kritischen Werte für diesen Hang und werden bei der Prüfung des Einflusses der Gleitfläche und bei den weiteren dynamischen Analysen berücksichtigt.

Werden die kritischen Werte auf die Gleitfläche und höhere stabile Werte für die Voronoi-Kontakte an, so ist der Hang mit einem Standsicherheitsfaktor von 0,97 ebenfalls instabil. Im Gegensatz dazu bleibt der Hang stabil, wenn die gleichen Werte für alle Kontakte verwendet werden. Daraus lässt sich ableiten, dass das Vorhandensein einer Schwachschicht innerhalb des Hanges (z.B. eine Bettungsschicht mit reduzierter Materialfestigkeit) als vorbereitende Faktor oder als Faktor, der den Gleitprozess nach einem Initialereignis (z.B. Starkniederschlag, Erdbeben) begünstigt, in Betracht gezogen werden kann.

Alle statischen Wasserspiegel zeigen während der statischen Analyse kaum Einfluss auf den Standsicherheitsfaktor. Betrachtet man hier aber die resultierenden Verschiebungen, so zeigt sich, dass diese bei den Modellen mit Wasserspiegeln deutlich höher sind als bei den Modellen ohne Wasserspiegel.

4.2 Dynamische Analyse

Aus dem ersten Teil der dynamischen Analyse lassen sich ideale Stärken des Eingangssignals für die späteren Modellreihen mit Werten für die PGA von $\sim 0,12$ g, $\sim 0,35$ g und $\sim 0,8$ g in vertikaler Richtung, sowie eine potenzielle topografische Verstärkung der seismischen Wellen entlang des Hanges ableiten. Aufgrund der kurzen Dauer dieser Simulationen, die ursprünglich durchgeführt wurden, um die idealen Eingangsspannungswerte für angemessene simulierte seismische Größen zu erhalten, zeigen die Ergebnisse jedoch nur einen Trend.

Der zweite Teil ist die Verschiebungsanalyse. Obwohl die Kontaktparameter als stabil angenommen werden ($c = 250$ MPa, $\varphi = 20^\circ$), sind große Verschiebungswerte über 10 m (z.B. 10,89 m am Böschungsfuß) zu beobachten. Bezogen auf den Maßstab des Modells bzw. die Größe des Erdbebens von mehreren Kilometern erscheinen diese Verschiebungen gering, sind aber in der Realität signifikant. Es kann gesagt werden, dass bei dem gewählten Modellaufbau große Verschiebungen auch bei kleineren Erdbebenstärken auftreten. Daher konnten die Mindestbedingungen (stabilste Parameter), unter denen seismische Spannungen minimale Verschiebungen verursachen, nicht ermittelt werden.

Die hier verwendeten Bedingungen wurden dann auf die Modelle der Versagenssimulation angewandt, um das Versagensverhalten des Hanges darzustellen. Hier wurde das stärkste Eingangssignal mit einer PGA von $\sim 0,8$ g verwendet. Ein Modell wird mit einem implementierten Grundwasserspiegel von 20 m unter der Geländeoberkante und eines ohne Wasser simuliert. Die Ergebnisse zeigen, dass die Rutschung ohne Wasserspiegel sehr langsam ist und die Geschwindigkeit nach der seismischen Signaldauer von



15 s abnimmt. Unter zusätzlichem Porendruck durch das Grundwasser hört das Rutschen nach 15 s nicht auf und die Verschiebungen sind mit ~42 m im Vergleich zu ~18 m (ohne Wasserspiegel) nach 15 s deutlich höher.

Aus den Ergebnissen lassen sich verschiedene Szenarien ableiten. Hier ist eine Kombination von erhöhten Grundwasserständen und einem Erdbeben ein wahrscheinliches Szenario, da die Verschiebung und die Geschwindigkeit des nur seismisch belasteten Hanges zu gering sind.

5 Schlussfolgerung

Unter Verwendung des zweidimensionalen distinkte Elemente Codes UDEC wurde eine Rückanalyse bestehend aus statischen und dynamischen Modellierungen der großen Paläohangrutschung EL-Guasimo durchgeführt mit dem Ziel Erkenntnisse über die Mechanik der Rutschung und mögliche Rutschungsszenarien zu erhalten. Die sich aus unseren Untersuchungen ergebende Antwort auf die Frage was El-Guasimo getriggert hat, ist die Kombination aus einem starken Erdbeben und einem erhöhten Grundwasserstand, der auf einen Hang mit einer vermuteten Schwächezone oder -schicht wirkt, die als Gleitfläche dient. Weitergehende geotechnische und geophysikalische Untersuchungen könnten dazu beitragen, die hier gewonnenen Ergebnisse zu präzisieren.

Literaturverzeichnis

- Aristizábal, E. & Sánchez, O. (2020). *Spatial and temporal patterns and the socioeconomic impacts of landslides in the tropical and mountainous Colombian Andes*. *Disasters*, 44(3), 596–618.
- Aristizábal, E., Vélez, J. I., Martínez, H. E. & Jaboyedoff, M. (2016). *SHIA Landslide: a distributed conceptual and physically based model to forecast the temporal and spatial occurrence of shallow landslides triggered by rainfall in tropical and mountainous basins*. *Landslides*, 13, 497–517.
- Bird, B. W., Rudloff, O., Escobar, J., Gilhooly, W. P., Correa-Metrio, A., Vélez, M. & Polissar, P. J. (2017). *Paleoclimate support for a persistent dry island effect in the Colombian Andes during the last 4700 years*. *The Holocene*, 28(2), 217–228.
- Borsdorf, A. & Stadel, C. (2013). *Die Anden*. Springer Berlin Heidelberg.
- Bräuning, A. (2009). *Climate variability of the tropical Andes since the late Pleistocene*. *Adv. Geosci.*, 22, 13–25.
- Clague, J. J. (2022). Chapter 10 - Paleo-landslides. In T. Davies, N. Rosser & J. F. Shroder (Hrsg.), *Landslide Hazards, Risks, and Disasters (Second Edition)*. Hazards and Disasters Series (S. 335–363). Elsevier.
- Cruden, D. M. & Varnes, D. (1996). *Landslide Types and Processes*, *Transportation Research Board, U.S. National Academy of Sciences, Special Report*, 247: 36-75. Special Report - National Research Council, Transportation Research Board, 247, 36–57.
- Dawson, E. M., Roth, W. H. & Drescher, A. (1999). *Slope stability analysis by strength reduction*. *Geotechnique*, 49(6), 835–840.
- Dilley, M. (2005). *Natural disaster hotspots: a global risk analysis (Bd. 5)*. World Bank Publications
- Flórez Barón, T. L. & Lopera Tobón, S. (2020). *Evaluación de la amenaza de activación del deslizamiento El Guásimo, Buriticá–Antioquia*.
- Froude, M. J. & Petley, D. N. (2018). *Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016*. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18(8), 2161–2181.
- García, G., Mejía, M. & Bermúdez, J. (2012). *The Sabarnalaga Batholith, arc plutonism in the suture zone between continental and oceanic crust in the northern andes*. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, 81–98.
- ITASCA Consulting Group. (2020). *UDEC V7. 0 User Manual*. Minneapolis: Itasca Consulting Group.
- Latif, M. & Keenlyside, N. S. (2009). *El Niño/Southern Oscillation response to global warming*. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 106(49), 20578–20583.
- Mergili, M., Santiago, C. I. M. & Moreiras, S. M. (2015). *Causas, características e impacto de los procesos de remoción en masa, en áreas contrastantes de la región Andina*. *Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía*, 24(2), 113–131.
- Mreyen, A.-S., Donati, D., Elmo, D., Donze, F. V. & Havenith, H.-B. (2022). *Dynamic numerical modeling of co-seismic landslides using the 3D distinct element method: Insights from the Balta rockslide (Romania)*. *Engineering Geology*, 307, 106774.
- Ortiz, E. & Perez, Y. (1998). *Caracterización geológica y geomorfológica del Megadeslizamiento El Guásimo.: Tesis de pregrado en Ingeniería Geológica, 1998*.
- Page, W. D. & Mattsson, L. (1981). *Landslide lakes near Santa Fe de Antioquia*. *Revista CIAF*, 6(1-3), 469–478.
- Restrepo, J. J. (2020). *Chapter 7 Tectonostratigraphic terranes of Colombia: An Update: Second part, Oceanic Terranes*. In: Gómez, J. & Pinilla-Pachon, A.O. (editors), *The Geology of Colombia, Volume 2 Mesozoic*. Servicio Geológico Colombiano, Publicaciones Geológicas Especiales 36, p. 237–260. Bogotá
- Ricker, N. (1953). *The form and laws of propagation of seismic wavelets*. *Geophysics*, 18(1), 10–40. <https://doi.org/10.1190/1.1437843>
- Rocscience. (2002). *RocLab v. 1.0. Rock mass strength analysis using the generalized Hoek-Brown failure criterion*. Rocscience Inc. Toronto.



Erstellung einer Datengrundlage für die Modellierung kaskadierender Naturgefahren durch eine tiefgreifende Hangdeformation

MSc Johannes Branke, Arbeitsbereich für Geotechnik, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck

PhD Thomas Zieher, Institute for Natural Hazards, Austrian Research Centre for Forests (BFW)

PhD Jan Pfeiffer, Institut für Interdisziplinäre Gebirgsforschung, Österreichische Akademie der Wissenschaften

Dipl.-Geogr., PhD Magnus Bremer, Institut für Geographie, Universität Innsbruck
Univ.-Prof. Mag. Dr. Margreth Keiler, Institut für Interdisziplinäre Gebirgsforschung, Österreichische Akademie der Wissenschaften, Institut für Geographie, Universität Innsbruck

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Barbara Schneider-Muntau, Arbeitsbereich für Geotechnik, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck

Assoc.-Prof., Mag. Dr. Martin Rutzinger, Institut für Geographie, Universität Innsbruck

Assoc.-Prof. DI Dr.techn. Bernhard Gems, Arbeitsbereich für Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck

Ass.-Prof., Mag. Dr. Hannah Pomella, Institut für Geologie, Universität Innsbruck

Ass.-Prof., Dr. Jasper Moernaut, Institut für Geologie, Universität Innsbruck

Langsame, großflächige und tiefgreifende Hangdeformationen (Deep-Seated Gravitational Slope Deformations, DSGSD) bewirken eine sich konstant verändernde Hanggeometrie, degradierende Gebirgsfestigkeiten und können somit einen erheblichen Einfluss auf die Disposition sekundärer Massenbewegungen (z.B. Sekundärrutschungen, Murabgänge, Steinschläge) haben. Solche kaskadenartigen Prozesse stellen eine mehrfache Gefahr für die Lebensgrundlagen in Bergregionen dar und könnten sich durch veränderte Klimawandelbedingungen noch verstärken. Diese Fallstudie zielt auf ein besseres Prozessverständnis der Interaktion zwischen langsamen und tiefgründigen Massenbewegungen (DSGSD-Aktivität), dem Geschiebeangebot und den Auslösemechanismen der damit verbundenen Sekundärprozesse ab. Auf einem aktiven Teil (~0,35 km²) der Reissenschuh Massenbewegung (Schmirntal, Tirol, Österreich) zeigen Deformationsmessungen Verschiebungsraten von etwa 1 m pro Jahr. Die Massenbewegung liefert Material für sekundäre Steinschlag- und Murgangprozesse. Die kinematische Überwachung der Massenbewegung, bestehend aus periodischen differentiellen globalen Navigationssatellitenmessungen (Differential Global Navigation Satellite System, DGNSS) an installierten Beobachtungspunkten, flächendeckendem multitemporalen terrestrischem Laserscanning, drohnenbasiertem Laserscanning und historischer Luftbildphotogrammetrie, wird zusammen mit Bodenproben und Labormessungen (z.B. triaxiale Scherversuche und Korngrößenverteilungen) zur Parametrisierung geomechanischer Modelle (PLAXIS 2D) und zur Lokalisierung der Scherzone verwendet. Um ein Verständnis der kaskadierenden Sekundärprozesse zu erlangen, wurden folgende Feldarbeiten durchgeführt: i) Linienzählungsanalysen und Volumenproben auf dem Schuttkegel, ii) Geoelektrische Tomographie im unteren Teil der Massenbewegung und iii) Gefügemessungen geologischer Diskontinuitäten. Die Ergebnisse der Feldarbeiten werden für die Parametrisierung und Validierung der geomechanischen Modellierung und die künftige Modellierung der sekundären Naturgefahrenprozesse verwendet. Die Kombination von Fernerkundungsdaten, Felddaten und numerischen Modellierungsansätzen zielt auf ein ganzheitliches Verständnis der komplexen Prozesskaskaden an der Reissenschuh Massenbewegung ab. Gerade unter sich ändernden klimatischen Bedingungen ist ein solches Verständnis unabdingbar, um das einhergehende Gefahrenpotentials für die lokale Umwelt und Siedlungen zu bestimmen.

1 Einleitung

Großflächige, langsame und tiefgreifende Hangdeformationen (Deep-Seated Gravitational Slope Deformations, DSGSD) sind ein häufiges Phänomen in Gebirgsräumen. Resultierende Formen prägen das Landschaftsbild und werden oftmals als Talzuschub oder Bergzerreißung bezeichnet (Ampferer 1939). Oft erstrecken sie sich von den Gipfelregionen bis ins Tal (Zischinsky 1966). Gerade am konkav geformten Fuß solcher Talzuschben kann es gehäuft zuuert aktiven Hangbewegungen und komplexen Prozessinteraktionen kommen (Agliardi et al. 2012, Pfeiffer et al. 2023).

Es ist davon auszugehen, dass hohe Bewegungsraten zu steiler werdenden Böschungen führen, die bei Erreichen von kritischen Schwellwerten versagen. Gerade in Wildbacheinzugsgebieten kommt es so zu einer vermehrten Bereitstellung von Lockermaterial, welches die Disposition von Murgängen erhöht. Erreichen die Murgänge untenliegende Tallagen, können sie dort dort Infrastruktur und Siedlungen gefharden und im ungünstigsten Fall den anknüpfenden Talbach aufstauen. Unkontrollierte Ausbrüche des dahinter aufgestauten Bachwassers könnten in weiterer Folge auch stromabwärts gelegene Siedlungen erreichen.

Dieses Szenario unterstreicht die Relevanz von Untersuchung zum verbesserten Verständnis solcher Prozesskaskaden unter sich verändernden topographischen und auch klimatischen Rahmenbedingungen. Beim Auftreten von kaskadierenden Prozessen ist es schwierig Daten der Vergangenheit heranzuziehen, da durch die Interaktion nach jedem Ereignis ein neuer Systemzustand erreicht wird (Mazzorana et al. (2019). Das trifft sowohl auf topographische Änderungen als auch auf mögliche Änderungen des Abflusses, bzw. der Materialtransportfhigkeit und Zusammensetzung zu.

Ebenfalls ist die Bestimmung von Auftretenswahrscheinlichkeit und Intensität im Kontext der hier beschriebenen Prozessketten äußerst herausfordernd, da die integrative Betrachtung von mehreren Prozesskettengliedern sehr viel schwieriger ist als die Betrachtung von einzelnen nicht zusammenhängenden Prozessen (Zscheischler et al., 2018). Prozessverständnis und Rückkopplungseffekte solcher komplexen Prozesskaskaden sind bisher nur marginal erforscht. Insbesondere deren Abbildung in numerischen Modellen könnte einen wesentlichen Beitrag zum besseren Prozessverständnis und Risikominimierung beitragen.

Ziel dieses Beitrages ist es eine profunde Datengrundlage zu präsentieren und essentielle Parameter zu identifizieren, welche zur Abbildung der Prozesskaskaden an der tiefgründigen Massenbewegung

Reissenschuh in numerischen Modellierung benötigt werden.

2 Untersuchungsgebiet

Die DSGSD am Reissenschuh befindet sich auf einer süd-ost exponierten Talflanke des Schmirntals. Sie erstreckt sich von 1650 m .M. bis 2200 m .M. und zeigt sich in einer trichterförmigen Geometrie. Eine maximale Breite von 500 m am oberen Anriss steht einer Breite von 50 m am tieferliegenden Fuße gegenüber. Zudem liegt die aktive Massenbewegung in einem etwa 2 km² großen Wildbacheinzugsgebiet. Die Massenbewegung liegt am westlichen Rand des Tauernfensters und wird hauptsächlich aus penninischen Bündnerschiefern aufgebaut. Gerade im Bereich des derzeit aktiven Bereiches werden feinschiefrige Graphitphyllite (mit Quarzeinlagen) von Kalkphylliten überlagert (Rockenschaub et al. 2003). Diese Ost-West streichende und mit etwa 25° nach Norden einfallende Wechselfolge von phyllitreichen Gesteinen bildet die Grundvoraussetzung für Massenbewegungen, die hier vermehrt vorzufinden sind (Rockenschaub et al. 2003).

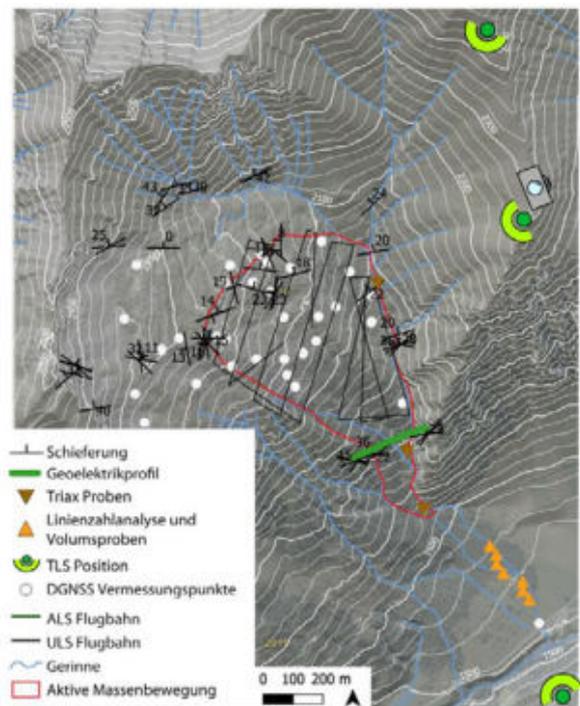


Abbildung 1. Übersichtskarte Monitoringkonzept, Datenquelle Orthophoto und Geländemodell: Land Tirol.

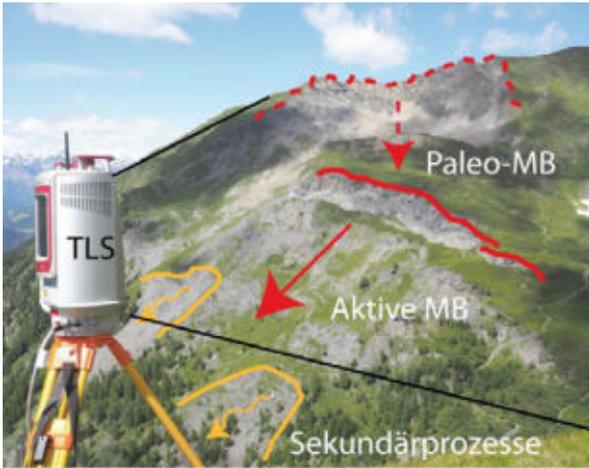


Abbildung 2: Foto (Pfeiffer, Juni 2016) aufgenommen von einer der oberen TLS-Positionen (Lage siehe Abbildung 1). Dem Foto überlagert sind: Paleo und derzeit inaktiver Massenbewegungskörper (Paleo-MB), sowie der derzeit aktive Massenbewegungsbe-reich und vermutete Anrissgebiete von Sekundärprozessen.

3 Daten und Methoden

Die am Reissenschuh eingesetzten Methoden umfassen geodätische und fernerkundungsbasierende punkt- und flächenhafte Messungen. Globale Navigationssatellitenvermessungen (Differential Global Navigation Satellite System, DGNSS) Punktmessungen, seit 2016 an 47 mit Messnägeln bestückten Blöcken, flächige und dreidimensionale Bewegungsratenzeitreihen auf Grundlage von photogrammetrisch ausgewerteten historischen Luftbildbefliegungen zwischen 1954 und 2019 (1971/73, 2007, 2010), jährliche terrestrische Laserscanning Aufnahmen (TLS) von unterschiedlichen Positionen ab 2016 und Drohnen-gestütztes Laserscanning (Unteam aerial Laser Scanning, ULS) seit 2018. Ebenfalls steht ein Airborne Laserscanning (ALS) Flug aus dem Jahr 2008 zur Verfügung.

Zur Charakterisierung geologischer und geotechnische Rahmenbedingungen wurden Gefügemessungen von Kluft-, Störungs- und Schieferungsflächen, sowohl an Aufschlüssen innerhalb als auch außerhalb der Massenbewegung durchgeführt.

ERT (electrical resistivity tomography) Geoelektrik Messungen wurden an einem Profil quer zur Fließrichtung der Massenbewegung durchgeführt. Ziel dieser Kampagne war es die Mächtigkeit der Massenbewegung über unterschiedliche elektrische Widerstände des aufgelockerten (und womöglich wassergesättigten) Massenbewegungsmaterials und des umgebenden stabilen Festgesteins zu kartieren. Weitere geotechnische und auch hydraulische Parameter wurden auf dem talnahen Murkegel mithilfe

der Linienzählanalysen (LCA) und durch Entnahme von Volumenproben (VS) bestimmt. Mit diesen Methoden wurden Korngrößenverteilungen der ehemaligen Murprozesse quantifiziert. In den von Erosion betroffenen Bereichen, wo der Massenbewegungskörper an den Gegenhang stößt, wurden Materialproben der Bewegungsmasse genommen und im geotechnischen Labor mittels triaxialer Scherversuche und Sieb- und Sedimentationsverfahren untersucht. Die Resultate repräsentieren die Bodeneigenschaften in Form von Korngrößenverteilungen und Scherfestigkeiten die Anwendung in numerischen Modellierungen finden.

4 Ergebnisse

4.1 Oberflächendeformation

Die DGNSS Punktmessungen zeigen seit 2016 abgrenzbare räumliche Verformungsmuster. Während sich auf dem „alten“ Massenbewegungskörper die Bewegungsraten im Rahmen der Messungenauigkeiten aufhalten, sind auf dem „aktiven“ Bereich Bewegungen von im Mittel größer 120 cm pro Jahr (Zieher & IGF 2022) messbar. Auswertung multitemporaler Laserscanning Aufnahmen zeigen deutliche Materialverlagerungen sowohl im zentralen Bereich der Massenbewegung (TLS 2016 / ALS 2008) als auch unterhalb der Abbruchkante. In diesem Bereich sind Setzungen von über 60 cm pro Jahr erkennbar (Abb. 3a). Im Gerinne-nahen Bereich am Fuße der aktiven Massenbewegung sind einzelne Flächen negativer Höhenänderungen zu erkennen. An diesen Flächen kann ein Abtragungsvolumen von nahezu 1000 m³ zwischen den Aufnahmen von 2008 und 2016 quantifiziert werden (Abb. 3b). Da keine zugehörigen Akkumulationsvolumina in unmittelbarer Nähe ausgemacht werden können, sehr wohl aber positive Höhenunterschiede auf dem stromabwärts liegenden Murkegel zu erkennen sind, wird davon ausgegangen, dass das Rutschungsmaterial über Murgänge weiter transportiert worden ist.

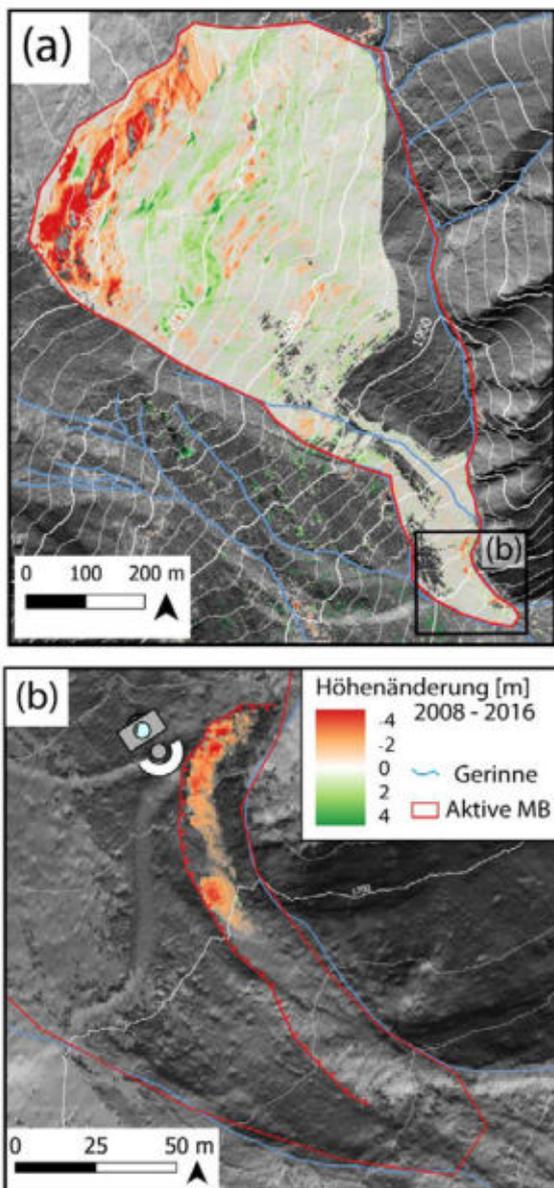


Abbildung 3: Höhenänderungen zwischen den Geländemodellen von 2008 und 2016. (a) zeigt die gesamte aktive Massenbewegung und verdeutlicht den von Setzung (negative Höhenänderung) dominierten Anrissbereich. (b) Zeigt einen Detailausschnitt am Fuße der aktiven Massenbewegung an dem negative Höhenänderungen vermutlich durch Sekundär-rutschungen und Abtrag durch Gerinnemuren verursacht werden.

Schieferungsmessungen innerhalb und außerhalb der Massenbewegung unterscheiden sich deutlich. Während innerhalb der Massenbewegung die Schieferung generell flacher ist und die Einfallrichtung stark streut (Mittelwert 300/05), fällt sie außerhalb konstant nach NNW ein (Mittelwert von 344/25). Durch die deutlichen Indizien der Bewegung

(Abb. 3a) ist diese Abgrenzung ein offensichtlicher Befund

4.2 Interaktion der Prozesskette

Die in der Einleitung beschriebenen Prozessinteraktionen werden in der Abbildung 3b deutlich. Der Massenbewegungsfuß mit dem angrenzenden Wildbachergerinne zeigt über Erosionsprozesse einen Lockermaterialaustausch. Des Weiteren lassen historische Luftbilder in Kombination mit daraus resultierenden photogrammetrischen 3D-Punktwolken den Schluss zu, dass die Massenbewegung durch die Rutschungsaktivität zwischen 1973 und 2007 um 5.5 m vorgerückt ist. Das hatte eine Verlegung des Wildbachergerinnes nach Norden zur Folge. Damit ist eine wechselseitige Beeinflussung von Gerinneaktivität, wie z.B. Wildbachererosion oder episodischem Murgang und Rutschungskativität erwiesen.

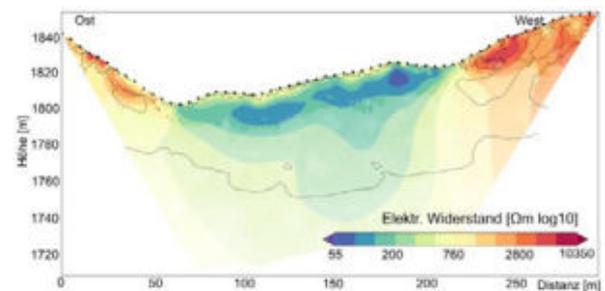


Abbildung 4 Kombinierte Darstellung von elektrischem Widerstand am Geoelektrikprofil (Wenner- und Dipol-Dipol-Konfiguration) auf Höhe des Massenbewegungsfußes (Darstellung mittels ResPy, Blanchy et al. 2020). Die strichlierte Linie bezieht sich auf die Schätzung der Erkundungstiefe nach Oldenburg und Li, 1999.

Geoelektrikmessungen wurden entlang eines Profils auf einer Höhe von 1825 m ü M senkrecht zur Bewegungsrichtung, über eine Länge von 300 m und in einem Elektrodenabstand von 5m durchgeführt. Eine räumliche Verortung des Profils wurde durch das Einmessen der Elektroden mittels DGNS ermöglicht. Die Festgesteinskörper auf beiden Talseiten (Abb. 4) konnten durch elektrische Widerstandsmessungen abgegrenzt werden. Durch die unvorteilhafte V-förmige Geländeform erlaubte es die Erkundungstiefe nicht eindeutig zu die Gleitzzone des Massenbewegungskörpers zu bestimmen. Eine Wiederholung der Messung an einer anderen Lokalität ist bereits angedacht.



4.3 Geotechnische Charakterisierung des Materials

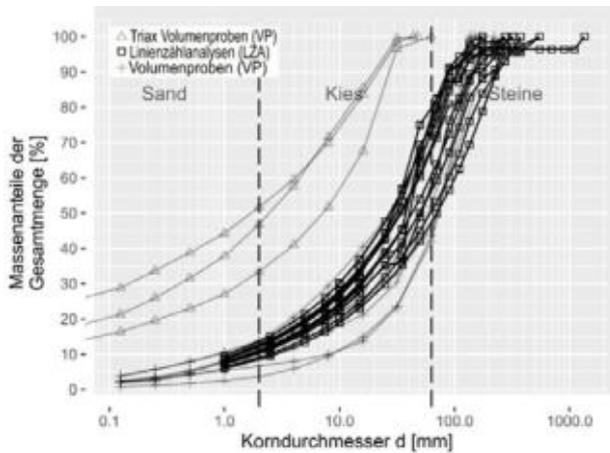


Abbildung 5 Ergebnisse der Linienzählung (LZA) und der Volumenprobenahme (VP). Die Volumenproben für die Triax-Versuche sind gesondert hervorgehoben und unterscheiden sich von den Proben auf dem Murkegel. Die Linienzählungen wurden für kleine Korngrößen zwischen 10 und 1 mm nach Fehr (1987) mit einem k -Wert von 0.25 angepasst.

Für die weitere Beurteilung von Kaskadenprozessen ist die zuvor beschriebene Verknüpfung mit Murgängen von besonderem Interesse. Die unteren Grenzwerte, die sich aus drei triaxialen Scherversuchen im Labor ergeben, zeigen einen mittleren inneren Reibungswinkel von etwa 32° , und die Werte für die Kohäsion liegen zwischen 10 - 25 kPa. Für den Murkegel stimmen LCA und VS gut überein. Die Ergebnisse zeigen einen geringen Anteil an feinkörnigen Partikeln (< 4 mm), von denen angenommen wird, dass sie ausgeschwemmt werden. Im Vergleich zu den flussaufwärts gelegenen VS weisen die VS am Murkegel einen größeren Anteil an größeren Korngrößen (> 63 mm) auf, was auf den kleinen Böschungswinkel zurückzuführen ist und daher in Ablagerungsbereichen üblich ist. Diese Daten werden in weiteren Untersuchungen zur numerischen Murgangmodellierung verwendet.

5 Zusammenfassung

Der Beitrag konnte einen Überblick über durchgeführte Messungen an der Massenbewegung am Reissenschuh (Schmirntal, Tirol, Österreich) präsentieren. Durch umfangreiche Oberflächenmessungen konnten Höhenänderungen flächig quantifiziert werden. Zusammen mit Untersuchungen der Materialeigenschaften des Bodens und des Geschiebes konnte damit eine Basis für zukünftige Modellierungen geliefert werden. Eine Abschätzung der Tiefe

des Gleitkörpers im unteren Bereich der Massenbewegung mittels Geoelektrik konnte bisher kein eindeutiges Ergebnis liefern und wird an geeigneten Stellen während der nächsten Feldarbeit wiederholt werden.

Literaturverzeichnis

- Agliardi, F., Crosta, G. B., & Frattini, P. (2012). Slow rock-slope deformation. In J. J. Clague & D. Stead (Hrsg.), *Landslides* (1. Aufl., S. 207–221). Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/CBO9780511740367.019>
- Amperferer, O. (1939). *Über einige Formen der Bergzerreißung* (Bd. 148, S. 1–14). Hölder-Pichler-Tempsky [Abt.]: Akad d. Wiss. 1939.
- Blanchy, G., Saneiyani, S., Boyd, J., McLachlan, P., & Binley, A. (2020). ResIPy, an intuitive open source software for complex geoelectrical inversion/modeling. *Computers & Geosciences*, 137(C). <https://doi.org/10.1016/j.cageo.2020.104423>
- Fehr, R. (1987). *Einfache Bestimmung der Korngrößenverteilung von Geschiebematerial mit Hilfe der Linienzählanalyse* [Text/html,application/pdf,text/html]. <https://doi.org/10.5169/SEALS-76710>
- Mazzorana, B., Picco, L., Rainato, R., Iroumé, A., Ruiz-Villanueva, V., Rojas, C., Valdebenito, G., Iribarren-Anacona, P., & Melnick, D. (2019). Cascading processes in a changing environment: Disturbances on fluvial ecosystems in Chile and implications for hazard and risk management. *Science of The Total Environment*, 655, 1089–1103. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.11.217>
- Oldenburg, D. W., & Li, Y. (1999). Estimating depth of investigation in DC resistivity and IP surveys. *Geophysics*, 64(2), 403–416. <https://doi.org/10.1190/1.1444545>
- Rockenschau, M., Kolenprat, B., & Nowotny, A. (2003). *Blatt 148 Brenner—Das westliche Tauernfenster*. 7–38. https://opac.geologie.ac.at/wwwopacx/wwwopac.ashx?command=getcontent&server=images&value=ATA_2003_007.pdf [Zugriff 16.05.2023]
- Zieher, T. & Institute for Interdisciplinary Mountain Research (IGF). (2022). *Monitoring Reissenschuh*. http://remote-sensing.mountainresearch.at/monitoring_reissenschuh/index.html [Zugriff 16.05.2023]
- Zischinsky, U. (1966). *On the deformation of high slopes*.
- Zscheischler, J., Westra, S., van den Hurk, B. J. J. M., Seneviratne, S. I., Ward, P. J., Pitman, A., AghaKouchak, A., Bresch, D. N., Leonard, M., Wahl, T., & Zhang, X. (2018). Future climate risk from compound events. *Nature Climate Change*, 8(6), 469–477. <https://doi.org/10.1038/s41558-018-0156-3>





Integrierte Gefahrenanalyse und Risikobewertung von Massenbewegungen in sich entwickelnden Bergregionen – Beispiel des SwanRisk-Projekts in Ober-Swanetien, Georgien

M.Sc. L. Franz, Dr.-Ing. J. Wichert, Prof. Dr. C. Butscher, Technische Universität Bergakademie, Freiberg

Ober-Swanetien ist eine Region im Großen Kaukasus im Nordosten Georgiens, welche durch steile Hänge – vornehmlich aus Tonschiefer – und gravierende Massenbewegungen charakterisiert ist. Schwere Erdbeben, Steinschläge und Murgänge treten häufig auf und gefährden die lokale Bevölkerung und Infrastruktur. Dennoch wird Ober-Swanetien für Tourismus und Wasserkraftanlagen immer interessanter. Die einzige Landverbindung in diese Region ist eine Straße im Enguri-Tal, welche teilweise in einem schlechten Zustand ist und durch zahlreiche Massenbewegungen immer wieder blockiert oder zerstört wird, sodass die oberen Bergdörfer von der Versorgung abgeschnitten sind. Mögliche Änderungen des hydrologischen Regimes durch den Rückgang von Gletschern (hohe Schmelzwasserrate, Auftauen von Permafrost) sowie mögliche zunehmende Starkregenereignisse können die Gefahren durch Massenbewegungen erhöhen. Das Projekt entwickelt einen integrierten Ansatz, der geowissenschaftliche Untersuchungen und Fernerkundung mit dem Aufbau eines Überwachungs- und Frühwarnsystems verbindet. Die Daten werden für GIS-basierte regionale Gefahrenhinweiskarten und für lokale numerische Modelle verwendet, die Hangstabilitäten in ausgewählten Pilotgebieten berechnen. Im Projekt wird auch die Bevölkerung einbezogen, indem sie durch eine kostenlose Smartphone-App Ereignisse von Massenbewegungen melden kann. Die Ereignisse werden in einem Ereigniskataster gespeichert und zukünftig über ein offenes Web-GIS bereitgestellt. Basierend auf der integrierten Untersuchung, Analyse und Bewertung werden Sicherungskonzepte für Felsböschungen und Murgänge erstellt.

1 Einleitung

Die Region Ober-Swanetien befindet sich im Großen Kaukasus im Nordosten Georgiens und ist von teilweise gravierenden Massenbewegungen betroffen. Dies führt insbesondere im Tal des Enguri Flusses zu zahlreichen Toten und Zerstörung der Infrastruktur. Gleichzeitig stellt das Tal die einzige Verbindung auf dem Landweg zwischen dem georgischen Tiefland und den Ober-Swanetischen Bergdörfern dar, sodass mit der Blockierung bzw. Zerstörung der Verkehrswege die Ortschaften im Großen Kaukasus von der Versorgung abgeschnitten sind.

Ober-Swanetien befindet sich derzeit in einem Transformationsprozess. Die Region erfreut sich des zunehmenden Tourismus und wird in einigen Gebieten für Wasserkraftanlagen erschlossen. Anhaltende Erosionsprozesse sowie der Rückgang der Gletscher aufgrund des Klimawandels können zukünftig zu einer Erhöhung der Gefährdung hinsichtlich vermehrter Massenbewegungen führen. Unterdessen fehlt es in Swanetien an einer methodischen Vorgehensweise zur Erfassung und Bewertung von Mas-

senbewegungen sowie entsprechenden Sicherungsmaßnahmen. Das Ziel des SwanRisk-Projekts ist eine Risikobeurteilung der Gefährdung durch Massenbewegungen. Dafür wird ein System zur Datenerfassung und -verarbeitung sowie ein Frühwarnsystem aufgebaut. Es erfolgt u. a. die Installation von Wetterstationen, der Aufbau eines wartungsarmen Monitoringsystems und die Erstellung numerisch-geotechnischer Risikomodelle zur Beurteilung von Hangstabilitäten und Felssturzgefährdungen. Daraus resultierend werden Handlungsempfehlungen für entsprechende Sicherungsmaßnahmen ausgegeben. Weiterhin bezieht das Projekt die lokale Bevölkerung ein, um auf den bereits vorhandenen Kenntnisstand zurückzugreifen sowie ein Bewusstsein für die Problematik zu schaffen. Dies wird zum einen durch eine kostenlose Smartphone-App zur Meldung von Massenbewegungsereignissen und zum anderen durch ein offenes Web-GIS realisiert, welches den Behörden die Möglichkeit bietet, mit Maßnahmen auf das Ereignis zu reagieren. Langfristig zielt das Projekt in Swanetien damit eine Schadensreduzierung durch Naturgefahren an.



Abbildung 1-1: Lage des Projektgebietes

2 Ausgangssituation und (hydro-) geologische Verhältnisse

Ober-Swanetien ist geprägt durch steile Fluss- und Bachtäler, welche Niederschlagswasser und Gletscherschmelze talwärts leiten. Ein direktes Gefahrenrisiko stellen hierbei Hochwasserereignisse dar. Zudem können abfließende Wässer im Zusammenspiel mit Veränderungen im Grund- und Sickerwasserregime zur Zunahme von Massenbewegungen in Hanglagen führen. Anhaltende Erosionsprozesse, die mit einem Verlust von Bäumen bzw. Wald einhergehen, forcieren geologisch bedingte Massenbewegungen zusätzlich. Das verstärkt wiederum die Erosion und ergibt damit eine Art sich selbstverstärkenden Prozess. Weiterhin ist mit dem klimawandelbedingten Rückgang der Gletscher eine Veränderung des hydrologischen Regimes zu erwarten. Als Folge auftauender Permafrostböden sowie zunehmender Winterniederschläge werden mittelfristig Hanginstabilitäten zunehmen, die durch das Auftreten hoher Schmelzwassermengen noch verstärkt werden.



Abbildung 2-1: Felssturzereignis im Dezember 2021 führte zur Blockierung der Straße im Enguri-Tal

Darüber hinaus wirken sich die geologischen und tektonischen Verhältnisse ungünstig auf die Hangstabilitäten aus. Kennzeichnend für die Region Swanetien sind primär steilstehende Tonschiefer und untergeordnet Quarzite. Die Gesteine sind teilweise intensiv gefaltet und zerklüftet sowie lokal stark verwittert. Das Kluftsystem umfasst in einigen Bereichen bis zu fünf Trennflächen sowie eine ausgeprägte

Durchschieferung, was zu einer kompletten Auflösung des Gebirgsverbands führen kann. Typische Versagensmechanismen sind Gleit- und Kippbewegungen, Keilversagen sowie Rutschungen von Schieferblöcken. Gebietsweise verstärkt der Verlauf der Straßenanschnitte das Risiko von Sturzprozessen. Glaziale Ablagerungen bilden in einigen Bereiche mächtige, geröllführende Lockergesteinseinheiten.



Abbildung 2-2: Straßenanschnitt im Projektgebiet mit steilstehendem Schiefer und Quarzit

3 Zielsetzungen und Lösungswege

3.1 Monitoring- und Frühwarnsystem

Das Projekt umfasst die (Weiter-) Entwicklung eines wartungsarmen Monitoring- und Frühwarnsystems, welches größere, oft schlecht zugängliche Areale abdeckt. An zwei Felslokalitäten ist das Monitoringsystem AarteLink der Schweizer Firma Aartsys installiert und konfiguriert worden. Mittels GeoSensoren am Felsen werden Felsbewegungen in alle Richtungen sowie Erschütterung und Temperatur gemessen. Die Messwerte werden über ein Gateway auf einen zentralen Server übertragen. Das Felsmonitoring wird in einigen Bereichen durch Extensometer ergänzt (Aartsys AG).

Weiterhin wurde ein System zur Überwachung und Beobachtung von Murgängen installiert. Dieses umfasst einen Sensor zur Niederschlagsmessung, eine Kamera für Videoaufzeichnungen des Murgangs sowie Porenwasserdruckmesser. Darüber hinaus wurde als Frühwarnsystem ein Pendel mit Sensor installiert, welches Bewegungen im Murgang meldet.



Um den Einfluss des Wetters auf mögliche Massenbewegungsereignisse untersuchen zu können, sind im Projekt drei Wetterstationen in Swanetien errichtet worden. Die Stationen befinden sich in den Orten Etseri, Mestia und Ushguli und liefern u. a. Daten zur Temperatur, Windgeschwindigkeit sowie zum Niederschlag. Die Wetterdaten der Stationen sind öffentlich zugänglich (EASD Support).

3.2 Expertensystem

Das Expertensystem erfasst sämtliche bestehenden und generierten Daten mit Raum- und Zeitbezug und ermöglicht eine systematische Erfassung von Massenbewegungen. Die Datenverarbeitung erfolgt überwiegend in einem Geoinformationssystem (QGIS).

Das Monitoring- und Frühwarnsystem wird mit dem Expertensystem verknüpft, sodass mögliche Gefährdungen und konkrete Ereignisse automatisch in einem Web-GIS angezeigt werden. Dies soll es den Behörden ermöglichen, mit entsprechenden Maßnahmen auf ein Ereignis zu reagieren.

Des Weiteren wurde eine Applikation für Smartphones und Tablets programmiert, welche eine zeitnahe Benachrichtigung der Behörden über Ereignisse ermöglicht. Diese steht im App-Store unter „Georisk“ kostenfrei zum Download zur Verfügung und läuft auf iOS und Android. Die App ist in den Sprachen Deutsch, Englisch und Georgisch verfügbar.

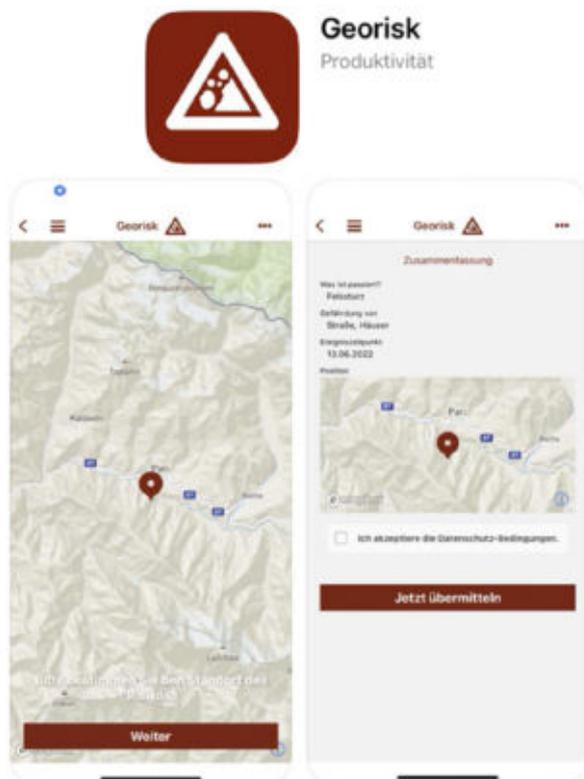


Abbildung 3-1: Georisk-App zur Meldung von Massenbewegungsereignissen

3.3 Wissenschaftliche Arbeiten

Zur Einschätzung der Hangstabilität und des Gefährdungsrisikos wurden ingenieurgeologische Kartierungen vorgenommen sowie konkrete Gefährdungsprozesse und deren Intensität festgestellt. Darauf basierend wurden Risikogebiete und Typuslokalitäten bezüglich Massenbewegungen klassifiziert. Für ausgewählte Referenzgebiete werden numerisch-geotechnische Vorhersage- und Risikomodelle generiert. Daraus abgeleitete Versagensmechanismen und Sicherheitsfaktoren dienen der Beurteilung von Hangstabilitäten und Felssturzgefährdungen. Die Modelle können zukünftig an die zu erwartenden umweltgeologischen Veränderungen angepasst werden. Basierend auf den Risikomodelle werden ingenieurtechnische Lösungs- und Sicherungskonzepte zur Stabilisierung der Hänge erstellt. Dazu zählen Varianten der felsmechanischen Sicherung, Verbundbauweisen für Stützbauwerke sowie ingenieurbio-logische Bauweisen.

Während einer ersten Geländebegehung wurden die Hänge der Verbindungsstraße bezüglich des Gefährdungsrisikos von Massenbewegungen und der Art der Gefährdung durch Expertenwissen eingeschätzt und in das Web-GIS übernommen (ca. 140 km). Kriterien für die Risikoeinschätzung stellen u. a. die Hangneigung, Hanglänge und das anstehende Gestein dar. Die Abbildung 3-2 zeigt einen Ausschnitt der Risikobeurteilung sowie die Unterteilung in verschiedene Gefährdungs-Kategorien. Diese Gefährdungseinschätzung dient der groben Übersicht über Straßenböschungen, welche von Bewegungsprozessen betroffen sind.

Eine Gefahrenhinweiskarte für Ober-Swanetien wurde wegen der erschwerten Zugänglichkeit der Hochgebirgsregionen auf Grundlage verschiedener Kriterien durch eine statistische Auswertung generiert. Die statistische Vorhersagemethode erlaubt eine kostengünstige, erste Abschätzung der Gefährdung auf regionaler und lokaler Ebene. Die vorhandene Datengrundlage ist als eher gering einzuschätzen. Es fehlen insbesondere hydrologische Datensätze, z. B. Niederschlags- und Abflusswerte sowie ein flächendeckendes Ereigniskataster. Für die Gefahrenhinweiskarte wurden Ereignisse mittels Fernerkundung durch Auswertung von Luft- und Satellitenbildern erfasst. Weitere berücksichtigte Kriterien umfassen Hangneigung, Hangexposition, Geologie, Landbedeckung, Bodenklassen und der Topografische Feuchteindex (TWI). Die einzelnen Kriterien sind in Abhängigkeit des jeweiligen Einflusses auf das Auslösen von Massenbewegungen gewichtet worden. Die statistische Gefährdungsanalyse erfolgte in QGIS nach der Methode von CHAU ET AL. (2004). Abbildung 3-3 zeigt die erstellte Gefahrenhinweiskarte. Eine Validierung über die

Predictive Rate Curve (PRC) ergibt eine Vorhersagegenauigkeit von 70%. Die statistische Auswertung kann Massenbewegungen nicht exakt vorhersagen, jedoch ist es ein wertvolles Instrument, um einen

großräumigen Überblick über potenziell gefährdete Gebiete zu gewinnen.

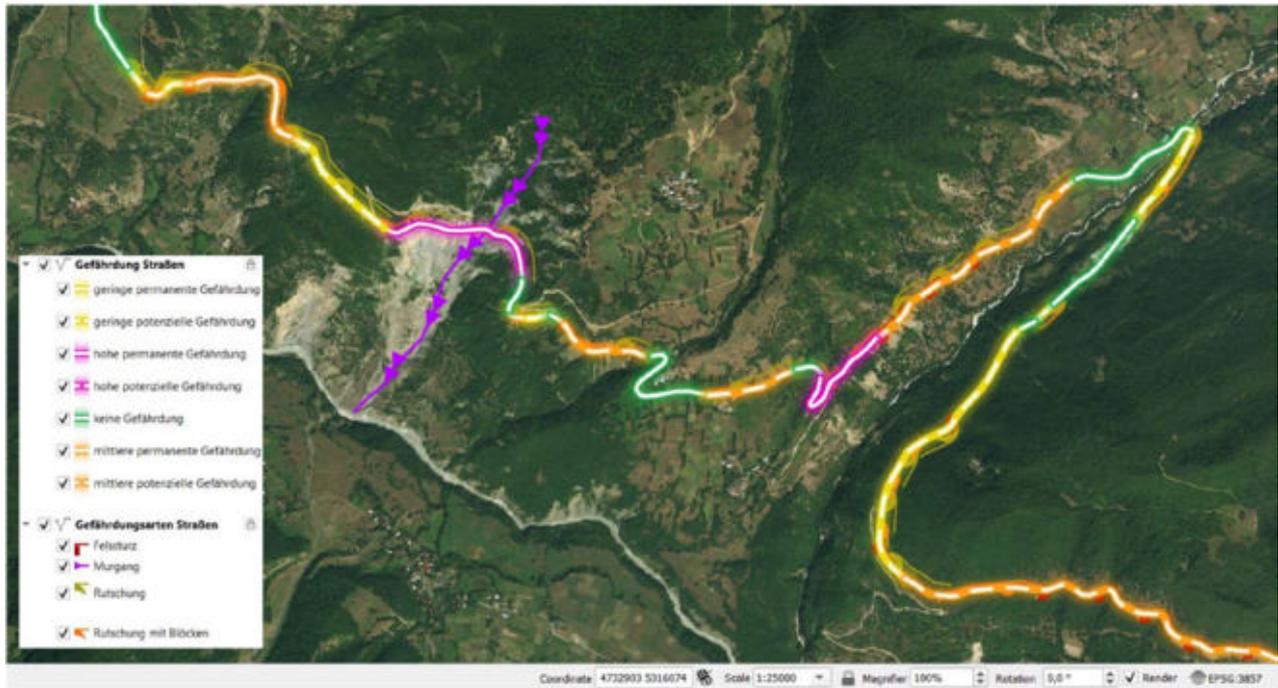


Abbildung 3-2: Gefährdungseinschätzung der Straße (Darstellung im Web-GIS)

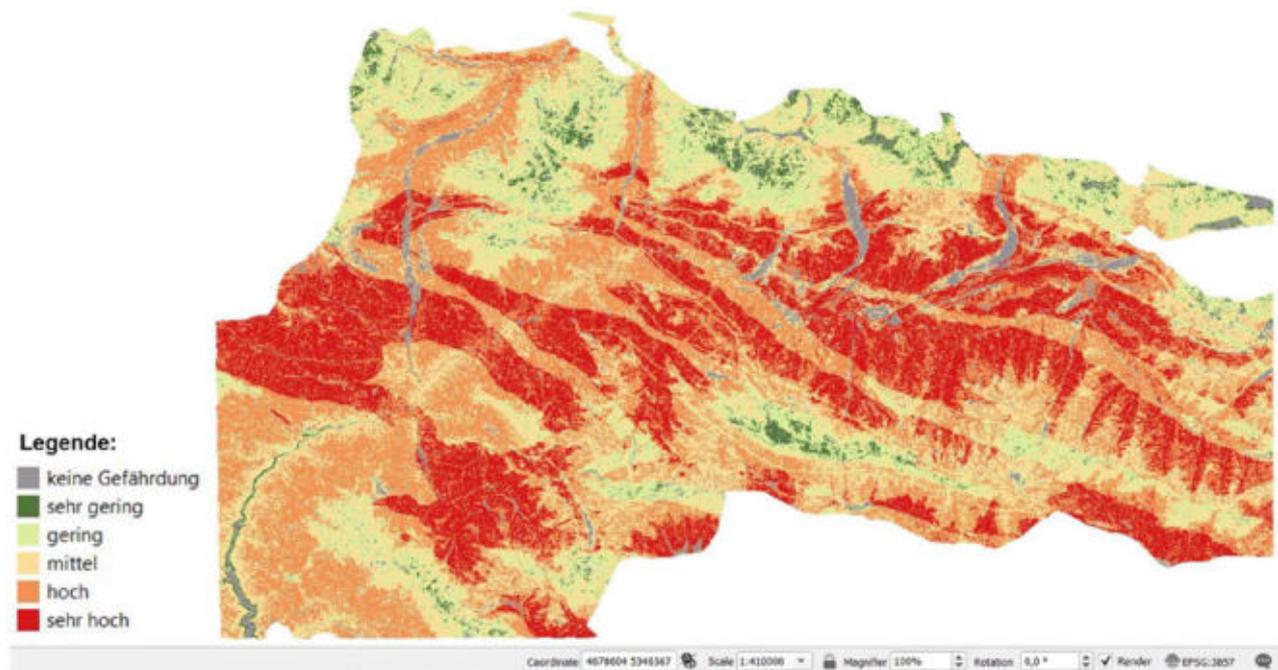


Abbildung 3-3 Gefahrenhinweiskarte für Ober-Swanetien nach der statistischen Gefährdungsanalyse von CHAU ET AL. (2004)



Für das Generieren geotechnischer Risikomodelle wurden Satellitendaten, Drohnenflüge und terrestrische Vermessungen mit numerischen Berechnungen verbunden. Dadurch können geotechnische Risikomodelle auf ganz konkrete (Fels-) Lokalitäten angewandt werden, bei denen man aufgrund der Unzugänglichkeit keine Analysen der Trennflächen des geologischen Körpers vor Ort vornehmen kann. Für die numerischen Simulationen kommen verschiedene Ansätze zum Einsatz. Darunter zählen einfache Berechnungen für Standardsituationen mittels Betrachtung von Grenzgleichgewichtszuständen ebenso wie einfache numerische Verfahren bis hin zu komplexen Modellen im Kontinuum oder Diskontinuum für komplizierte geotechnische Situationen. Mit diesen Methoden sollen zukünftig unterschiedlichste Versagensszenarien mit den entsprechenden Gefährdungen simuliert und notwendige Schutzmaßnahmen definiert werden.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Im Großen Kaukasus fordern zum Teil gravierende Massenbewegungen viele Menschenleben und verursachen Schäden in Milliardenhöhe. Auftretende Ereignisse und deren Ursachen sind in der Region jedoch kaum dokumentiert oder erforscht. Das Projekt „SwanRisk“ widmet sich der Thematik der Gefahrenanalyse und Risikobewertung von Massenbewegungen in Ober-Swanetien.

Allgemein sind Massenbewegungen Gegenstand unterschiedlicher geowissenschaftlicher und ingenieurtechnischer Untersuchungen mit inhaltlich verschiedenen Ausrichtungen. Standsicherheiten von Hängen und Felsen werden im Projekt mit analytischen und numerischen Methoden berechnet. Dem gehen sowohl ingenieurgeologische Kartierungen als auch Drohnenflüge und terrestrische Vermessungen voraus, um geotechnische Modelle zu generieren. Ergänzend dazu liefert das Projekt ein wartungsarmes Monitoring- und Frühwarnsystem sowie Wetterstationen. Auf diese Weise werden Daten gesammelt, welche für die Ursachenfindung zur Auslösung von Massenbewegungen notwendig sind und gleichzeitig genutzt werden können, um Risikomodelle zu erstellen. Daraus abgeleitet sollen konkrete Sicherungsmaßnahmen entwickelt werden, damit die Schäden durch Massenbewegungen verringert bzw. verhindert werden können.

Die erhobenen Daten und Ergebnisse sind in einem Expertensystem miteinander verknüpft, durch das aktiv sowohl die behördlichen Entscheidungsträger vor Ort als auch die lokale Bevölkerung eingebunden werden soll.

Literaturverzeichnis

Aartesy AG: *AarteLink. Alarmierung bei Naturgefahren*. Website unter <https://aartelink.ch/> Zugriff: 05/2023

Chau, K. T., Sze, Y. L., Fung, M. K., Wong, W. Y., Fong, E. L. & Chan, L. (2004). *Landslide hazard analysis for Hong Kong using landslide inventory and GIS*. *Multidimensional geospatial technology for the geosciences*, 30(4)

EASD Support: *Daten der Wetterstationen in Swanetien. SwanRisk-Projekt*. Online unter <https://swanrisk.easd-support.de/noauth/cockpit/fullscreenslides/cockpits/bigmonitor/slideshow/presentation.json> Zugriff: 05/2023

Idilashwilli, W. J. (1947). Geological Map of the Republic of Georgia (Геологическа карта / Грузинская ССР): Sheet No. K-38-26-B; 1:50000.

Idilashwilli, W. J. (1947). Geological Map of the Republic of Georgia (Геологическа карта / Грузинская ССР): Sheet No. K-38-26-Г; 1:50000.

Markosia, I. A. (1948). Geological Map of the Republic of Georgia (Геологическа карта / Грузинская ССР): Sheet No. K-38-39-A; 1:50000.

Markosia, I. A. (1958). Geological Map of the Republic of Georgia (Геологическа карта / Грузинская ССР): Sheet No. K-38-38-Б; 1:50000.

Markosia, I. A. (1958). Geological Map of the Republic of Georgia (Геологическа карта / Грузинская ССР): Sheet No. K-38-38-A; 1:50000.

Marshall, B. (1969). Geological Atlas 1 Mile Series, Zone 7, Sheet No. 31 (8315N) - Pipers River. Geological Survey Explanatory Report





Eine Benchmarkstudie zur Gefahrenprävention von geomorphologischen Prozessen in hochaktiven touristisch erschlossenen Klammern (Höllentalklamm, D)

B. Jacobs, P. E. Schmid, V. Stammberger und M. Krautblatter, Technische Universität München, Lehrstuhl für Hangbewegungen

Die Höllentalklamm in Grainau (Wettersteingebirge) ist Teil der Aufstiegsroute zur Zugspitze und mit bis zu 2000 Besuchern pro Tag eine der beliebtesten Touristenziele der Bayerischen Alpen. In Folge mehrerer Felsstürze und eines verheerenden hyperkonzentrierten Stromes in jüngerer Vergangenheit rückt das Naturgefahrenpotential der Klamm vermehrt ins öffentliche Bewusstsein. Die TU München arbeitet hier mit dem Betreiber der Klamm (DAV-GAP) zusammen, um Naturgefahren wie Steinschläge, Felsstürze und hyperkonzentrierte Ströme zu detektieren, beobachten und zu beurteilen und schlussendlich ein Sicherheitskonzept für die Klamm zu erstellen. Wir verwenden terrestrisches Laserscanning (TLS), kabellose Sensornetzwerke und klassische geotechnische Geländeaufnahmen und evaluieren deren Anwendbarkeit bzw. Komplementarität in alpinen Klammssystemen.

In dieser Studie untersuchen wir eine tektonisch vorangelegte, tief eingeschnittene Klamm in einem gut erforschten Gebirgszug, dem Wettersteingebirge. Wir benutzen multitemporales TLS einsehbarer Bereiche, um (i) Steinschlag-Hotspots zu lokalisieren, (ii) Felsstürze nach Möglichkeit vor dem endgültigen Versagen zu identifizieren und (iii) potentiell instabile Felspartien zu überwachen. Außerdem können Änderungen des Gerinnebetts infolge hyperkonzentrierter Ströme für ein besseres Prozessverständnis nachvollzogen werden. Größere Objekte, wie ein 615 m³ großer Felssturm, werden mit in einem kabellosen Sensornetzwerk integrierten Rissmessgebern überwacht. In Kooperation mit dem DAV arbeiten wir an Handlungsweisen und der Realisierung eines automatisierten Frühwarnsystems. Die Ergebnisse der letzten vier Jahre zeigen, dass TLS gut für die Detektion von Steinschlägen (post- und teils pre-failure) über dem Detektionsniveau von ca. 30 mm geeignet ist. Die Rissmessgeber messen Deformationen im Submillimeterbereich und zeigen grundsätzlich stabile Verhältnisse des Felssturms, der aber für externe Trigger, wie Schneesprennungen, sensitiv zu sein scheint.

In diesem Beitrag zeigen wir eine erste Benchmarkstudie zur Prävention von Geogefahren in alpinen Klammern mit hohen Sicherheitsanforderungen. Die Arbeit trägt dazu bei, die Anwendbarkeit von etablierten Methodenansätzen in räumlich beengten und schwer zugänglichen Untersuchungsgebieten zu evaluieren.

1 Einleitung

Die Höllentalklamm in Grainau (Bayern) ist Teil der Aufstiegsroute zur Zugspitze und mit bis zu 2000 Besuchern pro Tag eine der beliebtesten Touristenziele der Bayerischen Alpen. Die Klamm wird vom Hammersbach von SW nach NE durchflossen und weist mit einer maximalen Tiefe von 100 m und einer Breite von zehn bis 20 m eine extreme Topographie auf. Geologisch im Wettersteinkalk des namensgebenden Wettersteinmassivs gelegen, orientiert sich das Relief an mehreren großen Störungen, was sich auch im Zerlegungsgrad des Gebirges widerspiegelt. In Folge mehrerer Felsstürze in 2014, 2017, 2018 und 2023 sowie eines verheerenden hyperkonzentrierten Stromes im Sommer 2020 rückt das Naturgefahrenpotential der Klamm vermehrt ins öffentliche Bewusstsein. Die TU München arbeitet hier mit dem Betreiber der Klamm (DAV-GAP) zusammen, um Naturgefahren wie Steinschläge, Felsstürze und hyperkonzentrierte Ströme zu detektieren, beobachten und zu beurteilen und schlussendlich ein Sicherheitskonzept für die Klamm zu erstellen. Im Spannungsfeld zwischen sich verändernden Sicherheitsanforderungen, dem Erleben einer weitgehend ungestörten Bergwelt und natürlicher Prozesse in (hoch-)alpinem Gelände ergibt sich die Fragestellung: (i) Was ist eine effektive Strategie, um Risiken durch Sturzprozesse in der Klamm zu bewältigen? Und (ii) ist es möglich mit terrestrischem Laserscanning Sturzprozesse und andere geomorphologische Prozesse in der engen Klamm zu detektieren und

möglicherweise zu überwachen? Zusätzlich zum terrestrischen Laserscanning verwenden wir kabellose Sensornetzwerke und klassische geotechnische Geländeaufnahmen und evaluieren deren Anwendbarkeit bzw. Komplementarität in alpinen Klammssystemen.

2 Methodischer Ansatz

Der Ansatz zum Naturgefahrenmanagement in der Höllentalklamm gliedert sich grundsätzlich in drei Strategien: (i) Multitemporales Laserscanning zur Detektion neuer Deformationen und aktiver Steinschlagbereiche, (ii) Monitoring und Warnung bei bekannten, anhaltenden Bewegungen und (iii) Wegumleitung um Risikoobjekte sowie bauliche Maßnahmen.

2.1 Multitemporales Laserscanning zur Detektion neuer Deformationen und aktiver Steinschlagbereiche

Seit Herbst 2018 findet ein halbjährliches terrestrisches Laserscanning in sehbarer Bereiche der gesamten Klamm statt. Hierzu kommt ein Riegler VZ400 Laserscanner zum Einsatz. Die jeweils ca. 80 Scanpositionen werden zu einem Gesamtmodell mit etwa 80 Mio. Punkten und einer homogenen Auflösung von 5 cm verrechnet und auf eine Referenzpunktcloud registriert. Im Anschluss findet eine Änderungsdetektion mittels M3C2 (Lague et al., 2013) relativ zur jeweils vorherigen und ersten Epoche (10/2018) mit einem Detektionsschwellenwert von 3 cm statt. Somit ist gewährleistet, dass sowohl saisonale Steinschlagereignisse, als auch kleine, über mehrere Jahre kumulierte Deformationen erkannt werden können. Die multitemporale Laserscanningmessung dient im Sicherheitskonzept der Klamm vor allem dem Steinschlagmonitoring, der Detektion besonders aktiver Zonen sowie zur Identifikation instabiler Volumina, bestenfalls schon vor dem endgültigen Versagen. Die gewonnenen, hochauflösenden Punktwolken können aber auch für weitere Analysen, wie beispielsweise der Ereignisanalyse und -dokumentation im Nachgang von Naturereignissen wie Steinschlägen oder hyperkonzentrierten Strömen herangezogen werden.

2.2 Monitoring und Warnung bei bekannten, anhaltenden Bewegungen

Im Herbst 2016 wurde ein in einem stark exponierten, 615 m³ großen Felsturm in der Mitte der Klamm ein drahtloses Sensornetzwerk installiert. Der direkt oberhalb des Wanderweges befindliche Turm wurde

dazu mit drei Schwingsaitenrissmessgebern in verschiedenen Orientierungen instrumentiert, um zum einen redundant zu messen und zum anderen sowohl ein Kippen, Ausgleiten oder seitliches Rotieren abbilden zu können. Die Daten werden im Intervall von 30 Minuten auf einen Masterknoten übertragen, dort täglich vom Klammwart ausgelesen und zu geschultem Personal beim Klammbetreiber geschickt. Sollte ein definierter Schwellenwert an Deformationsrate überschritten werden, können zeitnah weitere Maßnahmen eingeleitet werden. Das System befindet sich derzeit im Umbau zu einem Echtzeitfrühwarnsystem.

2.3 Wegumleitung um Risikoobjekte und bauliche Maßnahmen

Dort wo ein Frühwarnsystem aufgrund der erwarteten Kubatur und oder praktisch nicht realisierbarer Frühwarnzeit nicht praktikabel ist, werden dauerhafte Maßnahmen, wie Wegumleitungen oder bauliche Maßnahmen etabliert. Etwa 100 m vor dem Klammausgang ereignete sich beispielsweise im April 2017 ein Felssturz von etwa 300 m³, der Teile der Klamm und den Außenweg verschüttete sowie den Hammersbach kurzfristig aufstaute. Das Ereignis fand noch vor der Öffnung der Klamm für Touristen statt, sodass niemand verletzt wurde. Der entstandene Überhang mit einem Volumen von ebenfalls etwa 300 m³ wird weiterhin als absturzgefährdet eingeschätzt. In diesem Bereich konnte der Wanderweg dauerhaft in einen parallel zum Weg verlaufenden Tunnel gelegt werden, der zudem durch geeignete Baumaßnahmen ertüchtigt wurde. In einem Bereich einer kleinen Felsgleitung im Frühjahr 2023 wurde die instabile Felschuppe dauerhaft durch eine bewährte Unterfangung befestigt.

3 Datenanalyse hinsichtlich Geogefahren

Die gewonnenen Daten aus den terrestrischen Laserscanningkampagnen sowie der installierten Rissmessgeber liefern wichtige Erkenntnisse hinsichtlich des Naturgefahrenpotentials gravitativer Massenbewegungen und zum Prozessverständnis alpiner Naturgefahren allgemein.

3.1 Steinschläge

Die Änderungsdetektion zwischen den halbjährlichen Laserscanningkampagnen zeigt die hohe geomorphologische Aktivität im Untersuchungsgebiet. So werden jedes Jahr mindestens 200 Steinschläge als direkte Ablösungen aus der Felswand registriert. Die Magnituden reichen dabei von wenigen Litern bis

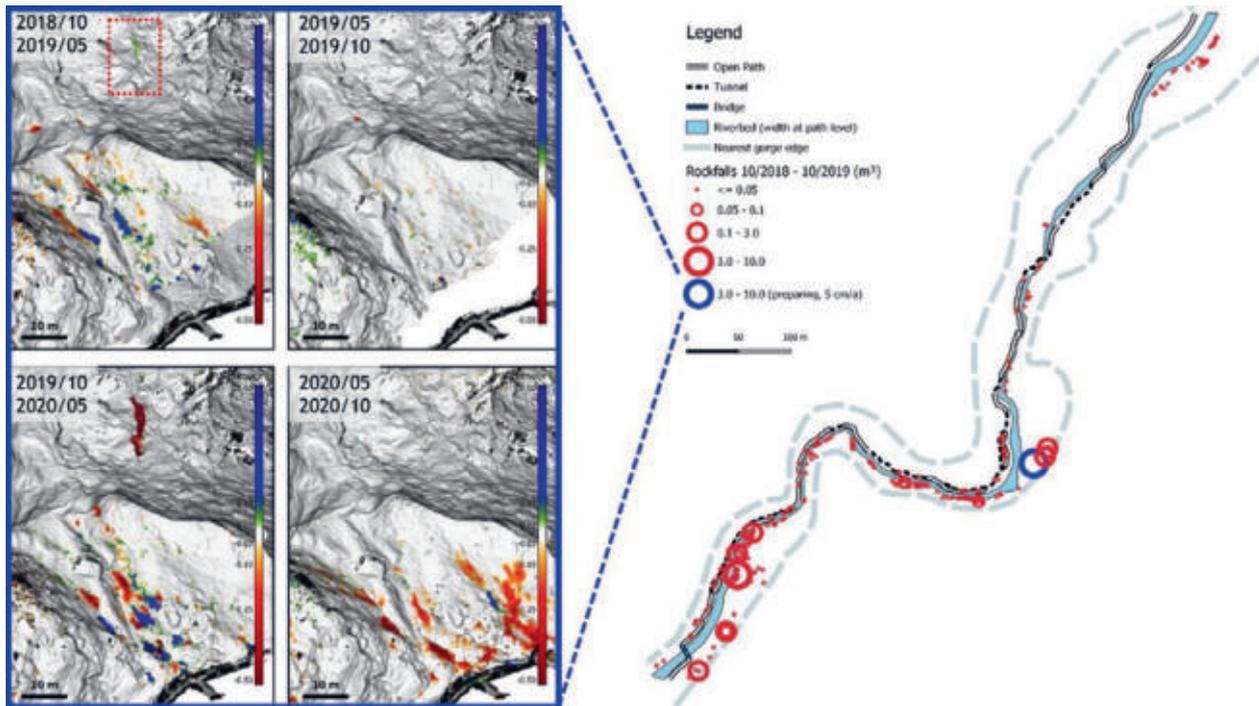


Abbildung 1: Rechts: exemplarische Darstellung der Steinschläge in der Höllentalklamm zwischen 10/2018 und 10/2019. Links: gemessene Deformationen im Bereich eines kleineren Felsturms, der bereits vor dem endgültigen Versagen identifiziert wurde (roter Kasten oben links).

10 m³, wobei kleine Volumina um ein Vielfaches häufiger auftreten. Zudem ist die Anzahl der Steinschläge in den Monaten November bis Mai, in denen die Klamm für Besucher*innen geschlossen ist, um den Faktor 4 bis 10 höher als von Juni bis Oktober. Dies steht höchstwahrscheinlich im Zusammenhang mit den Hauptauslösern solcher Steinschläge, wie Frostsprengung und hohen Wasserdrücken während der Schneeschmelze.

Hinsichtlich der räumlichen Verteilung der Steinschläge zeigt sich, dass besonders der Bereich des Klammausgangs (nahe Felssturz 04/2017) sowie die Kreuzungspunkte großer Störungen eine relativ erhöhte Steinschlagaktivität bzw. größere Magnituden aufweisen. Die dauerhafte Verlegung des Weges in den Tunnel kurz vor dem Klammausgang (siehe 2.3) scheint auch vor diesem Hintergrund sinnvoll.

Besonders interessant ist die Detektion eines etwa 9 m hohen Felsturms in der Mitte der Klamm, der im Winter 2019/2020 aus der Felswand stürzte (Abbildung 1, links). Der Bereich der Instabilität konnte schon in beiden vorherigen Scankampagnen – also vor dem endgültigen Versagen – mit einer Deformationsrate von ca. 5 cm/a identifiziert werden, wobei auch hier die Hauptdeformation bereits im Winter 2018/2019 erfolgte. Da der Wanderweg an dieser Stelle außerhalb des Gefahrenbereichs lag, mussten keine weiteren Maßnahmen ergriffen werden. Allerdings zeigt dieses Beispiel, dass es je nach Magnitude und erwartetem Versagenstyp grundsätzlich

möglich ist, Instabilitäten in der Höllentalklamm schon vor dem Versagen zu identifizieren.

3.2 Felsstürze

Die Daten der Rissmessgeber des Frühwarnsystems am instrumentierten Felsturm (615 m³, siehe 2.2) zeigen bisher kaum Auffälligkeiten. Allerdings zeigt sich, dass der Turm sensitiv für externe seismische Trigger ist. So wurden im Dezember 2016 und Mai 2017 Deformationen von etwa 1 mm in einer Stunde gemessen, die im Zusammenhang mit Schneesprengungen in der Umgebung stehen. Zudem kommt es im schwer zugänglichen Bereich der eingebauten Messtechnik episodisch zu kleinen Steinschlägen, weswegen das System bereits mehrfach ertüchtigt werden musste.

3.3 Hyperkonzentrierte Ströme

Am 13.06.2020 ereignete sich im Höllental, dem Einzugsgebiet des Hammersbaches, ein lokal begrenztes Extremniederschlagsereignis mit ca. 60 mm Niederschlag in einer Stunde. In der Höllentalklamm kam es daraufhin zu Fließhöhen bis 10 m und massiver Sedimentmobilisierung (hyperkonzentrierter Strom). Zum einen wurden dadurch Blöcke bis etwa 20 m³ Größe mobilisiert und zum anderen eine hohe Erosionsleistung im Festgesteinsgerinne detektiert.



Die hohe Festgesteinserosion in alpinen Klammssystemen durch solche Extremereignisse konnte hier erstmals quantifiziert werden (Stammbberger et al., 2023). Dies ist nicht nur hinsichtlich der Naturgefahrenanalyse, sondern auch für das Verständnis der geologischen Entstehungsprozesse solcher Klammern, besonders relevant.

4 Diskussion

Eine vollständige Sicherheit vor Naturgefahren in (hoch-)alpinem Gelände ist illusorisch, allerdings hilft das von uns in Zusammenarbeit mit dem DAV etablierte Sicherheitskonzept dabei, Risiken zu identifizieren und drastisch zu senken. Hierbei spielt die systematische Laserscanvermessung der Klamm eine entscheidende Rolle, wobei zwei Punkte berücksichtigt werden müssen. Zum einen können nur vom Weg aus einsehbar Bereiche der Felswände erfasst werden, sodass Felssimse und sehr schmale Stellen nicht optimal erfasst werden. Durch die hohe Anzahl an Scanpositionen (=Perspektiven) und große Überlappung der einzelnen Punktwolken kann hier entgegengewirkt werden. Zum anderen ist gerade bei kleineren, für den Menschen aber dennoch gefährlichen, Sturzmagnituden ein Spontanversagen eher die Regel, sodass diese kaum im Vorhinein erkannt werden können. Hierzu ist es hilfreich durch den langjährigen Datensatz Steinschlag „Hot Spots“ zu identifizieren, um das Risiko zu mitigieren. Das installierte Frühwarnsystem mit Rissmessgebern wurde in der Vergangenheit durch Steinschlag beschädigt, funktionierte nach dem Ausfall eines beschädigten Crackmeters aber aufgrund des redundanten Aufbaus weiterhin zuverlässig. Um die Warnzeit weiter zu verkürzen wird das System derzeit auf ein automatisch sendendes und warnendes Frühwarnsystem mit LoRa-Technik umgerüstet. Hierbei sind vor allem die Stromversorgung, Mobilfunkempfang und die Wartung des Systems in äußerst anspruchsvollem Terrain eine Herausforderung.

5 Zusammenfassung

In dieser Studie untersuchen wir eine tektonisch vorgelegte, tief eingeschnittene Klamm in einem gut erforschten Gebirgszug, dem Wettersteingebirge. Wir benutzen multitemporales TLS einsehbarer Bereiche, um (i) Steinschlag-Hotspots zu lokalisieren, (ii) Felsstürze nach Möglichkeit vor dem endgültigen Versagen zu identifizieren und (iii) potentiell instabile Felspartien zu überwachen. Außerdem können Änderungen des Gerinnebetts infolge hyperkonzentrierter Ströme für ein besseres Prozessverständnis nachvollzogen werden. Größere Objekte, wie ein 615 m³ großer Felsturm, werden mit in einem kabellosen

Sensornetzwerk integrierten Riss-messgebern überwacht. In Kooperation mit dem DAV arbeiten wir an Handlungsweisen und der Realisierung eines automatisierten Frühwarnsystems. Die Ergebnisse der letzten vier Jahre zeigen, dass TLS gut für die Detektion von Steinschlägen (post- und teils pre-failure) über dem Detektionsniveau von ca. 30 mm geeignet ist. Die Rissmessgeber messen Deformationen im Submillimeterbereich und zeigen grundsätzlich stabile Verhältnisse des Felsturms, der aber für externe Trigger, wie Schneespaltungen, sensitiv zu sein scheint.

Literaturverzeichnis

Lague, D., Brodu, N., & Leroux, J. (2013): *Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (N-Z)*. – In: ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 82: 10-26.

Stammbberger, V., Jacobs, B. & M. Krautblatter (2023): *Hyperconcentrated flows shape bedrock channels* (in submission).



Standardisierte und effiziente Methode zur Auswahl und Dimensionierung von Felssicherungen am Beispiel eines großen Hangs im Südschwarzwald

J. Wiedenmann¹, C. Ruch², S. Schöpflin¹, V. Bodien¹, A. Sage¹, J. Kammann¹

¹Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) im Regierungspräsidium Freiburg, Freiburg i. Br., ²ehemals: Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) im Regierungspräsidium Freiburg, Freiburg i. Br.

Im Frühjahr 2019 stürzte im Südschwarzwald ein ca. 2,2 m³ großer Felsblock in die Wohnbebauung von Todtnau-Geschwend, Lkr. Lörrach, weshalb anschließend umfangreiche ingenieurgeologische Kartierungen am Hang oberhalb der Ortslage durchgeführt wurden. Aufgrund des großen Untersuchungsgebiets und der Vielzahl potenzieller Gefahrenquellen wurde schnell klar, dass nur eine standardisierte Herangehensweise bei der Kartierung und eine bevorzugt passive Sicherung entlang des Hangfußes zielführend ist. In zwei großen Kartierkampagnen wurden hierfür vom LGRB erstmals flächendeckend alle erforderlichen Kennwerte (punktuell und flächig) auf Grundlage von vorab festgelegten standardisierten Klassen mithilfe moderner Kartiermethoden vollständig im Gelände digital erhoben. 107 größere (Sturzkubatur 2–40 m³) sowie unzählige kleinere Gefahrenquellen (Sturzkubatur < 2 m³) wurden dabei aufgefunden, wovon drei akut absturzgefährdete Gefahrenquellen Sofortmaßnahmen erforderten. Bis zur Fertigstellung der drei Sofortmaßnahmen im Winter 2019/2020 wurden die Anwohner im Gefahrenbereich evakuiert. Zur Dimensionierung der Schutzzäune wurden 2-D-Steinschlagsimulationen durchgeführt, welche anhand des Blockschlages vom Frühjahr 2019 kalibriert wurden. Hierbei stellte sich heraus, dass zwölf potenzielle Sturzkörper mit Steinschlagschutzzäunen (bis 2000 kJ) nicht aufgehalten werden können und aktiv gesichert werden mussten.

1 Einleitung

Im Frühjahr 2019 ereignete sich abends in Todtnau-Geschwend, Lkr. Lörrach ein Blockschlag. Dabei stürzte ein annähernd kubisch geformter Felsblock mit ca. 2,2 m³ Größe (ca. 5,5 t), bestehend aus Randgranit ab. Dieser kam am Hangfuß in einem rückwärtigen Hofgelände wenige Meter vor einem Wohngebäude zu liegen (Abbildung 1-1).

Wie die eingehenden Geländeuntersuchungen des Landesamtes für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) noch in derselben Nacht und anschließend am nächsten Morgen bei Tageslicht zeigten, hat sich der Sturzkörper aus großer Höhe am unteren Rand der Geröllhalde der Geschwender Halde, ca. 190 Höhenmeter oberhalb des Hangfußes gelöst. Der Bewegungsablauf erfolgte nahezu in idealer Falllinie des bewaldeten Hanges überwiegend springend mit Sprunghöhen von bis zu 4 m und Sprungweiten von bis zu 20 m. Unmittelbar am Hangfuß ist der Sturzkörper kurz vor Verlassen des Waldes frontal auf eine Buche mit einem Stammdurchmesser von etwa 30–40 cm aufgeprallt, hat diese auf Wurzelstockhöhe durchschlagen und wurde dadurch aus

der vorherrschenden Sturzrichtung von einem Wohngebäude weggelenkt. Im rückwärtigen Gartengrundstück wurde der Block durch mehrmaliges Aufprallen auf Gartenböschungen stark abgebremst und kam schließlich auf dem Nachbargrundstück zum Liegen. Personen- oder größere Sachschäden entstanden glücklicherweise nicht.



Abbildung 1-1: Abgestürzter Block im rückwärtigen Hofgelände eines Wohngebäudes in der bebauten Ortslage von Todtnau-Geschwend, Lkr. Lörrach (Aufnahmedatum: 08.03.2019; Länge des Bezugsmaßstabes: 120 cm)

Anlässlich dieses Ereignisses wurden von LGRB umfangreiche ingenieurgeologische Kartierungen am Hang oberhalb der bebauten Ortslage durchgeführt sowie ein umfassendes Sicherungskonzept ausgearbeitet, um die bestehende Sturzgefährdung zu minimieren.

2 Geologische und morphologische Verhältnisse

Im unteren Hangbereich der Geschwender Halde stehen Metagrauwacken und Tonschiefer der Sengalenkopf-Schiefer-Formation (aGS) an. Darüber folgen, durch eine tektonische Überschiebungsfläche (Variskische Deckengrenze) getrennt, Meta-Biotitgranite des Randgranits (gRA). Die Festgesteine sind örtlich von einer Hangschutt- und Humusaufgabe überdeckt. Stellenweise finden sich im Hang auch Geröllfelder sowie größere Sturzblöcke mit bis zu mehreren Kubikmetern Rauminhalt. Mächtigkeit und Zusammensetzung der Lockergesteinsüberdeckung variieren kleinräumig (Abbildung 2-1).

Die im Oberhang entwickelten Felsausstriche des Randgranits stellen die Liefergebiete für die darunter entwickelten Geröllhalden sowie isoliert im Hang liegende Felsblöcke dar. Die üblichen Blockgrößen liegen verbreitet im Bereich zwischen 0,25 m³ und 1 m³, untergeordnet bis 2 m³. Lokal sind größere Kubaturen von ca. 2 m³ bis 6 m³ sowie vereinzelt bis > 10 m³ vorhanden.



Abbildung 2-1: Ausbruchsbereich des Blockschlags sowie geologische Verhältnisse im Untersuchungsgebiet (rot umrandet)

Ausgehend vom Hangfuß erstreckt sich der etwa nach Süden bis Südwesten exponierte Hangabschnitt mit einer Generalneigung von ca. 35° über rund 270 Höhenmeter bis zu einem Forstweg. Im Be-

reich vorhandener Felsrippen versteilt sich das Gelände und bildet bis zu 10 m hohe, teils vertikale Felswände. Ausgehend vom Forstweg, der im Bereich einer kleineren Verebnungsfläche angelegt wurde, setzt sich das Hanggelände deutlich flacher mit einer Neigung von max. ca. 20–25° bis zum Gipfel des Elsbergs weiter fort.

3 Gefährdungskartierung

Angesichts der Größe des Untersuchungsgebiets von ca. 45 ha sowie der Vielzahl an potenziellen Gefahrenquellen stellte sich schnell heraus, dass einzig eine standardisierte Erfassung der Gefahrenquellen sowie eine parallele Bearbeitung des Untersuchungsgebiets durch mehrere Projektbearbeiter unter Verwendung moderner digitaler Hilfsmittel zielführend war. Aufgrund der diffusen Gefährdungssituation, der großen Anzahl an potenziellen Gefahrenquellen sowie der hohen naturschutzrechtlichen und -fachlichen Anforderung aufgrund der Lage in einem Bannwald- und Naturschutzgebiet entschied sich das LGRB frühzeitig, ein Sicherungskonzept auszuarbeiten, bei dem passive Sicherungen (Steinschlag-schutzzaune) entlang des Hangfußes bevorzugt werden.

3.1 Standardisierte Datenerhebung

Im Rahmen zweier umfangreicher Kartierkampagnen wurde vom LGRB die Sturzgefährdung an der Geschwender Halde erstmals flächendeckend mithilfe digitaler Gelände-Tablets mit integriertem GPS sowie der Kartiersoftware Q-Fields einschließlich hinterlegter Basis- und Themenkarten erfasst. Durch die Verwendung der einblendbaren Kartenlayer (u. a. aus dem hochauflösenden digitalen Geländemodell (DGM) abgeleitete Schummerungs-, Hangneigungs- sowie Höhenlinienkarten, Orthofotos, ALKIS-Daten, dem geologischen Basisdatensatz sowie der Ingenieurgeologischen Gefahrenhinweiskarte von Baden-Württemberg) konnte die Orientierung und folglich die Datenerhebung in dem stark bewaldeten und unübersichtlichen Hanggelände deutlich gesteigert werden.

Eine weitere Beschleunigung der Kartierarbeiten sowie Homogenisierung der erhobenen Daten sämtlicher Projektbearbeiter konnte durch eine konsequente Anwendung vordefinierter Klassen (soweit möglich und sinnvoll) für die numerische Sturzmodellierung benötigten Kennwerte erreicht werden. Die Einteilung und Definition der Parameterklassen basiert auf den Erfahrungen aus anderen Projekten. Als wichtigste klassifizierte Parameter zur Vor-Ort-Erhebung sind hierbei die Untergrundklassen (Tabelle 3-1) sowie bei den kartierten punktuellen bzw. fläch-



gen Gefahrenquellen (Gefährdungspunkt bzw. -fläche) die Sturzkubatur (Tabelle 3-2) und erforderliche Maßnahmenpriorität (Tabelle 3-3) zu nennen.

Tabelle 3-1: Kartierte Untergrundklassen als Eingangsparameter zur Dimensionierung von Steinschlagschutzzäunen mithilfe einer 2-D-Steinschlagsimulationsoftware

Untergrundklasse	Beschreibung
U1	Fels
U2	Blockhalde (Kantenlänge der charakteristischen Blöcke > 0,5 m)
U3	Geröllhalde (Kantenlänge der charakteristischen Blöcke ≤ 0,5 m)
U4	Hangschutt
U5	Hanglehm/Waldboden

Tabelle 3-2: Klassifizierung der Sturzkubatur von Gefahrenquellen zu deren standardisierten Erfassung

Sturzkörperklasse (SK)	Definition
SK1	Sturzkörper (Kantenlänge: 0,1–0,2 m; Kubatur 0,001–0,008 m³)
SK2	Sturzkörper (Kantenlänge: 0,2–0,5 m; Kubatur 0,008–0,125 m³)
SK3	Sturzkörper (Kantenlänge: 0,5–1,0 m; Kubatur 0,125–1,0 m³)
SK4	Sturzkörper (Kantenlänge: > 1,0 m; Kubatur > 1 m³)

Tabelle 3-3: Klassifizierung der Gefahrenquellen hinsichtlich der Priorität von Sicherungsmaßnahmen

Maßnahmenpriorität (P)	Definition
P1	Sofortmaßnahme
P2	kurzfristig, max. 1 Jahr
P3	mittelfristig, max. 5 Jahre
P4	langfristig neu bewerten
P5	kein Handlungsbedarf

Angesichts der Vielzahl und Dichte an vorhandenen Gefahrenquellen mit abgeschätzten Sturzkubaturen im Versagensfall (Versagensblockgröße) wurde schnell klar, dass an der Geschwender Halde die pauschale Erfassung von kleineren Sturzkubaturen bis 1 m³ Größe (SK1–SK3) nicht zielführend ist und vernachlässigt werden kann. Für die Ausarbeitung eines Sicherungskonzeptes wurden daher als maßgebende Gefahrenquellen vorrangig die Gefährdungspunkte und -flächen ab ca. 2 m³ Sturzkubatur erfasst.

3.2 Ergebnisse der Gefährdungskartierungen

Bei den Kartierungen wurden insgesamt 107 potenzielle Gefahrenquellen (Punkte und Flächen) unterschiedlichster Kubatur zwischen 2 m³ und maximal 40 m³ Versagensblockgröße aufgenommen, von denen kurz- bis langfristig eine Gefährdung für die unterliegende Infrastruktur ausgeht (Abbildung 4-1). Hiervon wurden drei Gefahrenquellen als akut absturzgefährdet eingestuft (P1), Sie erforderten unmittelbare aktive Einzelsicherungen (Sofortmaßnahmen). Bis zur Fertigstellung der Sofortmaßnahmen wurden die Anwohner im Gefahrenbereich evakuiert.

4 Numerische Sturzmodellierung

4.1 Methodik

Zur Bemessung der erforderlichen Energieaufnahmekapazität sowie Höhe des Schutzzaunes wurden numerische 2-D-Steinschlagsimulationen mit dem Programm ROCKFALL, Version 6.1 durchgeführt und ausgewertet. Die Simulationen wurden entlang definierter Oberflächenprofile (abgeleitet aus dem hochauflösenden DGM, vereinfacht mittels Algorithmus; Lage s. Abbildung 4-1) ausgeführt. Die für die Simulationen benötigten Eigenschaften der Untergrundklassen basieren auf Erfahrungswerten. Die Rauigkeitsparameter wurden zusätzlich anhand der gemachten Beobachtungen (Sprunghöhe, Mindestenergie bei Baumdurchschlag) des Sturzereignisses vom 07.03.2019 kalibriert (Tabelle 4-1). Jede Simulation wurde 1000 Mal durchgeführt.

Tabelle 4-1: Verwendete Parameter zur Charakterisierung der Untergrundklassen

Untergrundklasse		Fels	Blockhalde	Geröllhalde	Hangschutt	Hanglehm
Reibungswinkel	Dynamisch [°]	30 ± 5 %	30 ± 5 %	25 ± 5 %	20 ± 10 %	15 ± 5 %
	Statisch [°]	40 ± 5 %	40 ± 5 %	35 ± 5 %	35 ± 10 %	30 ± 5 %
Dämpfungsfaktor	normal	0,06 ± 10 %	0,04 ± 10 %	0,04 ± 15 %	0,04 ± 15 %	0,03 ± 10 %
	tangential	0,93 ± 10 %	0,85 ± 10 %	0,85 ± 10 %	0,85 ± 10 %	0,75 ± 10 %
Rollwiderstand		0,02 ± 10 %	0,02 ± 10 %	0,15 ± 20 %	0,15 ± 20 %	0,12 ± 10 %
Rauigkeit	Amplitude [m]	0,3	0,5	0,4	0,8	0,5
	Frequenz [m]	1,5	3	3	5	5

4.2 Ergebnisse der Modellierung zur Zaunbemessung

Die Energieklassen der geplanten Steinschlagschutzzäune sowie deren Höhe wurden auf den Mittelwert zuzüglich der zweifachen Standardabweichung (entspricht bei einer Gaußschen Normalverteilung etwa dem 97,7 %-Perzentil) der simulierten kinetischen Energie sowie der Sprunghöhe (zuzüglich Sturzkörperradius) am Zaunstandort bemessen.

Als passive Sicherung wurden Steinschlagschutzzäune mit einer Gesamtlänge von 1375 m und Energieaufnahmekapazitäten zwischen 500 kJ und 2000 kJ sowie Nennhöhen von 3–4 m erforderlich.

5 Restliche Sicherungsmaßnahmen

Die Steinschlagsimulationen ergaben, dass die Sturzkörper von acht Gefahrenpunkten aufgrund ihrer Größe nicht durch einen Steinschlagschutzzaun aufgehalten werden können bzw. eine passive Sicherung nicht wirtschaftlich sinnvoll ist. Daher waren aufwändige Einzelsicherungen erforderlich. Diese Sicherungen beinhalteten im Wesentlichen rückverankerte hochfeste Stahldrahtnetzschürzen. Vereinzelt kamen auch Spritzbetonunterfütterungen zum Einsatz.

Ein Gefährdungspunkt erforderte aufgrund seiner geschätzten Gesamtgröße von etwa 250 m³ und seiner erhöhten Gefährdung für die untenliegende Bebauung eine besonders anspruchsvolle Einzelsicherung. Im Vorfeld der Sicherungsarbeiten wurde aus Gründen des Arbeitsschutzes ein elektronisches Warnsystem installiert, um ggf. auftretende Bewegungen

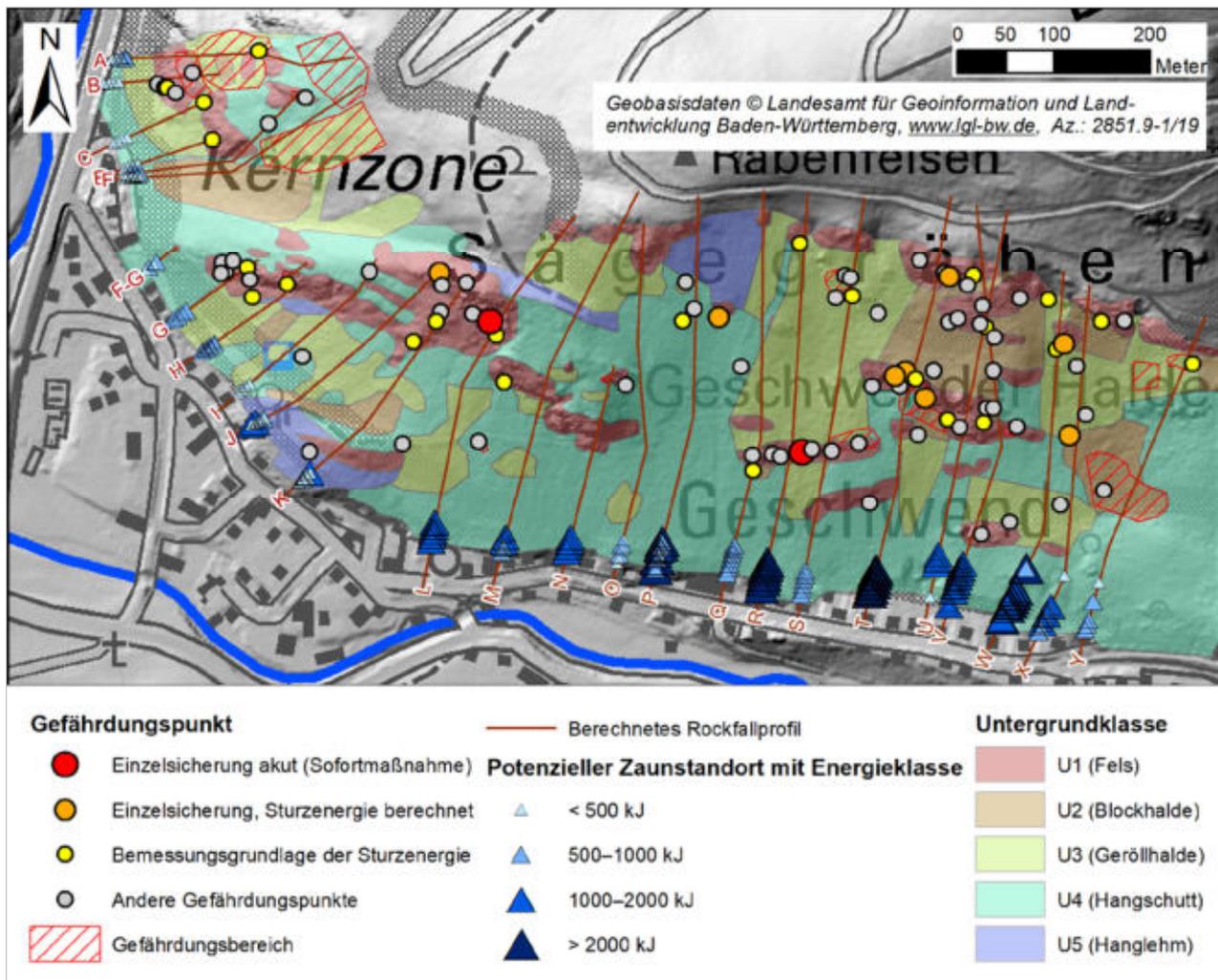


Abbildung 4-1: Ergebnisse der Gefährdungskartierung sowie der numerischen Modellierung zur Dimensionierung der Steinschlagschutzzäune



des Felsturms frühzeitig erkennen zu können (Abbildung 5-1). Auch wurden vorsorglich während der Sicherungsarbeiten die Anwohner im Gefahrenbereich evakuiert.

Die Sicherungsmaßnahmen an der Geschwender Halde konnten im November 2021 abgeschlossen werden.



Abbildung 5-1: Ca. 250 m³ großer Felsturm mit installierten Extensometern (rot umrandet) und Felsspielen (gelb umrandet) zur Überwachung von Bewegungen (Arbeitsschutz) im Herbst 2020

6 Fazit

Durch den erstmaligen konsequenten Einsatz von Gelände-Tablets mit entsprechender Kartiersoftware sowie einer standardisierten Erfassungsmethode konnten die benötigten Daten in dem anspruchsvollen bewaldeten Hanggelände deutlich effizienter erhoben werden als mit herkömmlichen analogen Hilfsmitteln in früheren Projekten. Die Sicherungsmaßnahme konnte erfolgreich ausgearbeitet und umgesetzt werden.





Die Überwachung von Sicherungsbauwerken in Bayern – Vorstellung der Herangehensweise der Staatsbauverwaltung und erste Erfahrungen aus Sicht des Sachverständigen

Koch, A., Zentralstelle Ingenieurbauwerke und Georisiken, München
Keilig, K., Baueologisches Büro Bauer GmbH, München
Scharrer, K., iC consulenten Ziviltechniker GesmbH, Greifenberg
Wolf, J., Dr. Spang Ingenieurgesellschaft, Nürnberg

Seitens der Bayerischen Staatsbauverwaltung wurde eine eigenständige, systematische Herangehensweise zur Überwachung von Sicherungsbauwerken gegen alpine Naturgefahren eingeführt. Die Bauwerke sind entsprechend ihrer Funktions- und Bauweise nun klar definiert und es existiert ein verbindliches Konzept für die Bauwerksüberwachung. Die Umsetzung dieses Programms erfolgt durch die Staatlichen Bauämter mit Straßenaufgaben (StBA) und unterstützend durch die neu eingeführten „Sachverständigen für Sicherungsbauwerke“. Der Beitrag stellt das Programm zur Überwachung von Sicherungsbauwerken vor und bietet Einblicke in die Sachverständigentätigkeit anhand von ersten Praxiserfahrungen.

1 Einleitung

Bei Sicherungsbauwerken gegen alpine Naturgefahren handelt es sich um eine für den sicheren Betrieb von Verkehrswegen unverzichtbare Bauwerksart, welche allerdings bisher in der bundesdeutschen Normung keine hinreichende Würdigung erfahren hat. Zugleich kann ihre Überwachung in bestehende Vorschriften mit Straßenbezug (insbesondere DIN 1076, ASB-ING:2013 und RI-EBW-PRÜF:2017) nicht zielführend eingliedert werden. Die Bayerische Staatsbauverwaltung hat - als einer der größten Unterhaltspflichtigen für Sicherungsbauwerke in Deutschland - daher zum 01. Jan. 2022 eine eigenständige Herangehensweise eingeführt, um eine Überwachung der Bauwerke sicherzustellen.

Hierfür unverzichtbar sind Personen, die eine besondere Fachkunde für diese Bauwerksart aufweisen. Diese war bislang formell nicht nachweisbar, da entsprechende spezielle Universitätsausbildungen, Zertifikate oder Schulungsbestätigungen in Deutschland nicht erworben werden konnten.

Die Bayerische Staatsbauverwaltung hat daher 2019 eine an der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau (BaylkaBau) geführte Serviceliste „Sachverständigen für Sicherungsbauwerke“ initiiert. Durch das detailliert geregelte Eintragungsverfahren der Serviceliste besteht nun erstmals die Möglichkeit, auch eine Sachkunde im Bereich Sicherungsbauwerke nachzuweisen.

2 Sicherungsbauwerke in der Bayerischen Staatsbauverwaltung

Die Bayerische Staatsbauverwaltung verwaltet, baut, betreibt und erhält über 23.000 Kilometer Bundesstraßen, Staatsstraßen sowie Kreisstraßen, die gemäß Art. 59 des Bayerischen Straßen- und Wegegesetzes (BayStrWG) in die Verwaltung der Staatlichen Bauämter übertragen sind. Nach § 3 Abs. 1 des Bundesfernstraßengesetzes (FStrG) und Art. 9 des BayStrWG ist der Straßenbaulastträger im Rahmen seiner Leistungsfähigkeit u.a. für die Verkehrssicherheit und somit auch für den Schutz der Verkehrsteilnehmer vor Georisiken verantwortlich. Diese wird u.a. durch den Bau und zwischenzeitlich insbesondere den Unterhalt von Sicherungsbauwerken gegen alpine Naturgefahren gewährleistet. Hierbei liegt die Unterhaltspflicht bei den örtlich zuständigen 19 Staatlichen Bauämtern mit Straßenbauaufgaben. Die Zentralstelle Ingenieurbauwerke und Georisiken (ZIG), in unmittelbarer Fachaufsicht des Bayerischen Staatsministeriums für Wohnen, Bau und Verkehr (StMB) stehend, berät die StBA in allen Fragen der Georisiken und Sicherungsbauwerke und stellt eine landesweit einheitliche Herangehensweise sicher (Wagner et al. 2021).

An den genannten Straßenklassen sind in Bayern knapp über 500 km potentiell von Georisiken betroffen. Derzeit werden im Bereich dieser Streckenabschnitte etwas über 2.000 Sicherungsbauwerke gegen Stein- und Blockschlag sowie Felssturz und Rutschungen betrieben. Diese befinden sich nicht etwa nur im bayerischen Anteil der Alpen; sie sind in ganz

Bayern mit entsprechender Geländemorphologie mit weiteren Schwerpunkten in der Fränkischen Alb und im Bayerischen Wald verteilt (Abb. 1). Ausschließlich in den Zuständigkeitsbereichen der StBA Kempten, Rosenheim, Traunstein und Weilheim unterhält die Bayerische Staatsbauverwaltung weitere etwa 2.000 Sicherungsbauwerke gegen Lawinen. Deren Anzahl wird sich in den nächsten Jahren durch Übernahme von Bauwerken aus der Bayerischen Umweltverwaltung auf insgesamt etwa 11.000 Bauwerke erhöhen.

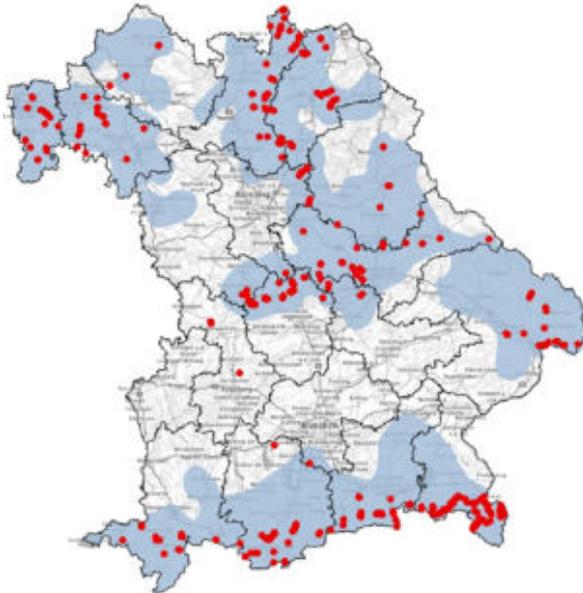


Abbildung 1 Übersicht zur von Georisiken potentiell betroffenen Straßenbereichen und Sicherungsbauwerken der Staatsbauverwaltung

3 Abgrenzung der Bauwerksart Sicherungsbauwerke

Mangels anderer Festlegungen war es für die Bayerische Staatsbauverwaltung zunächst notwendig, die Bauwerksart Sicherungsbauwerke gegen alpine Naturgefahren von anderen Bauwerksarten abzugrenzen. Diese Abgrenzung ist insbesondere gegenüber den Ingenieurbauwerken nach DIN 1076 (z. B. Brücken, Tunnel, Trog- und Stützbauwerke) als auch den „Sonstigen Ingenieurbauwerken“ nach DIN 1076 wichtig. Sie erfolgte einerseits über textliche Definitionen sowie andererseits über die Erstellung von produkt- und ausführungsneutralen Bauwerksskizzen, in welchen auch die Bauteile der Sicherungsbauwerke benannt sind.

3.1 Definitionen

In der Bayerischen Staatsbauverwaltung gilt: Sicherungsbauwerke sind Bauwerke, die primär dem Schutz vor alpinen Naturgefahren wie Stein-/Block-/Eisschlag, Felssturz, Rutschungen, Lawinen und

murgangartigen Rutschungen sowie untertägigen Hohlräumen dienen und auf einen dauerhaften Gebrauch ausgerichtet sind.

In ein Sicherungsbauwerk erfolgt zum Zeitpunkt der Erstellung durch das Objekt, von dem die Gefahr ausgeht, kein Lasteintrag.

Auch Sicherungsbauwerke, die einen Einzelstandsicherheitsnachweis erfordern, müssen nicht den Sonstigen Ingenieurbauwerken nach DIN 1076 zugeordnet werden.

Keine Sicherungsbauwerke, sondern Ingenieurbauwerke nach DIN 1076 sind Gewichtsstützwände, im Boden einbindende Wände und zusammengesetzte Stützkonstruktionen, die eine Stützfunktion gegenüber dem Erdreich, dem Straßenkörper oder Gewässern ausüben.

Ebenfalls keine Sicherungsbauwerke sind Ingenieurbio-logische Sicherungen nach DIN 18918 sowie „Beherrte Erde“ (vgl. RI-EBW-PRÜF:2017)

Diese Definitionen werden in der Neufassung der ASB-ING enthalten sein (ASB-ING, unveröffentlicht).

3.2 Bauwerksskizzen

Für jede Art von Sicherungsbauwerk wurde eine produkt- und ausführungsneutrale Skizze erstellt, in welcher ihre Bauteile benannt sind. Es wurden 20 verschiedenen Bauwerksarten definiert. Zusätzlich zu den in 3.1 genannten Definitionen gilt in der Bayerischen Staatsbauverwaltung, dass nur solche Bauwerke als Sicherungsbauwerk gelten, die einer der 20 Bauwerksskizzen zugeordnet werden können.

3.3 Schadenskatalog

Für jede Art von Sicherungsbauwerk wurde ein Schadenskatalog erstellt, der alle Bauteile des Bauwerkes aufführt. Für jedes Bauteil sind jeweils die möglichen Schäden als auch Schadensabstufungen nach Schwere aufgeführt. Teilweise liegen Lichtbilder von Schäden zum Zweck der Einstufung vor.

4 Überwachung der Sicherungsbauwerke

Für die Überwachung der Sicherungsbauwerke der Bayerischen Staatsbauverwaltung wurde ein dreifach abgestuftes System aus „Sichtung“, „Kontrolle“ und „Prüfung“ eingeführt. Hierbei erfolgt die Sichtung einmal jährlich, die Kontrolle alle 5 Jahre und die Prüfung alle 15 Jahre (Koch et al. 2022).

Das grundsätzliche Schema ist Abbildung 2 zu entnehmen.

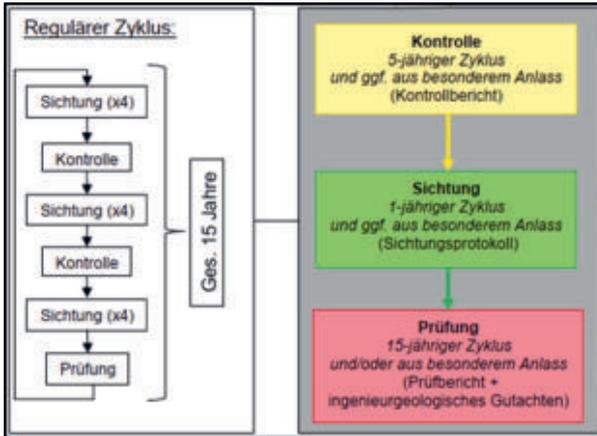


Abbildung 2 Schema des regulären Zyklus der Überwachung von Sicherungsbauwerken

4.1 Sichtung

Das Ziel der jährlichen Sichtung ist eine Dokumentation des augenscheinlichen Zustands des Sicherungsbauwerkes in Bezug auf Ereignisse oder offensichtlicher Schäden. Sie muss von einem Ort ausgeführt werden, welcher eine Einsicht des gesamten Sicherungsbauwerkes ermöglicht. Die Dokumentation erfolgt mittels eines Sichtungsprotokolls. Bei entsprechenden Schäden ist eine Kontrolle anzuordnen.

4.2 Kontrolle

Das Ziel der Kontrolle ist die Bewertung des Zustands aller Bauteile eines Sicherungsbauwerks. Sie muss dementsprechend verpflichtend handnah am Sicherungsbauwerk erfolgen. Für verdeckte Bauteile (z.B. Felsnägel) gelten gesonderte Vorgaben. Die Dokumentation erfolgt in einem Kontrollbericht. Hierin sind alle Schäden tabellarisch aufzulisten. Zusätzlich sind maßgebliche Schäden herauszuarbeiten, die bezüglich ihrer Funktionstauglichkeit und Dauerhaftigkeit in eine Schadenskategorie mit dem Wertebereich 1 – 5 einzuordnen sind. Es obliegt dem Kontrolleur, hieraus eine Zustandsbewertung für das gesamte Bauwerk abzugeben. Für das konkrete Vorgehen liegen Detailbeschreibungen der ZIG vor und werden den Kontrolleuren zur Verfügung gestellt. Außerhalb des regulären Zyklus von 5 Jahren sind verschiedene besondere Kontrollen vorgesehen, z. B. eine sog. „K1“ nach Fertigstellung und vor Abnahme eines neu errichteten Sicherungsbauwerkes.

4.3 Prüfung

Eine Prüfung beinhaltet zunächst den Umfang einer Kontrolle. Zusätzlich ist allerdings zu prüfen, in wie weit das Sicherungsbauwerk noch das Schutzziel hinreichend abdeckt. Hierzu wird ein ingenieurgeologisches bzw. lawinentechnisches Gutachten beauftragt. Vergleichbar mit dem Vorgehen bei Kontrollen sind Sonderformen von Prüfungen vorgesehen.

4.4 Personen

Die Überwachung der Sicherungsbauwerke ist Dienstaufgabe des örtlich zuständigen StBA. Die konkrete Ausführung obliegt im Regelfall dem dortigen Manager für Georisiken und Sicherungsbauwerke (MaGS). Dieser führt die Überwachung selbst aus oder vergibt, insbesondere Kontrollen und Prüfungen, an Personen, die in der Serviceliste „Sachverständige für Sicherungsbauwerke“ der BaylkaBau gelistet sind.

5 Serviceliste „Sachverständige für Sicherungsbauwerke“

Die Notwendigkeit von fachkundigen Personen zur Überwachung von Sicherungsbauwerken über eigenes Personal der Bayerischen Staatsbauverwaltung hinaus, führte im Jahr 2019 zur Initiierung einer entsprechenden Serviceliste bei der BaylkaBau. Die BaylkaBau hat daraufhin einen Arbeitskreis „Sachverständige für Sicherungsbauwerke“ mit Mitgliedern aus Vorstand, Ingenieurbüro, Jungen Ingenieuren, Staatsbauverwaltung und Wissenschaft einberufen. Der Arbeitskreis hat im Sommer 2020 einen Vorschlag für eine Verfahrensordnung zur Eintragung in die Serviceliste vorgelegt. Weiterhin führen die Mitglieder des Arbeitskreises mit Unterstützung der ZIG und des StBA Ingolstadt den jährlichen Grundlehrgang der Ingenieurakademie Bayern, dessen Teilnahme eine der Eintragungsvoraussetzungen ist, durch.

5.1 Eintragungsvoraussetzungen

Eingetragen in die Serviceliste können Mitglieder der BaylkaBau werden, die

über die erforderliche Sachkunde durch ein Hochschulstudium, über die erforderliche Fachkunde durch Berufserfahrung, über die erforderliche Sachkunde durch einen Grundlehrgang und über die regelmäßige Fort- und Weiterbildung, die Höhenarbeitererlaubnis nach TRBS 2121 Teil 3 verfügen und eine entsprechende Berufshaftpflichtversicherung haben.

Details, wie auch die Teilnahme an dem Grundlehrgang sowie das vorgesehene Fachgespräch mit dem Eintragungsgremium (s. u.), sind der Verfahrensordnung der BaylkaBau vom 08. Juli 2020 zu entnehmen, die auch online abgerufen werden kann.

5.2 Eintragungsgremium

An der BaylkaBau wurde ein Gremium für die fachliche Beurteilung von Anträgen auf Eintragung in die Serviceliste berufen. Das Gremium entspricht in seiner personellen Besetzung dem AK Sicherungsbauwerke.

5.3 Eintragungsdauer

Die Eintragung in die Serviceliste erfolgt auf fünf Jahre und kann bei Vorliegen der Voraussetzungen verlängert werden. Für den Zeitraum der Eintragung sind u. a. die Teilnahme an einem jährlichen Erfahrungsaustausch verpflichtend.

6 Beispiele aus der Praxis

Mittlerweile konnten an verschiedenen Objekten die ersten Erfahrungswerte zu Bauwerkskontrollen gesammelt werden. In der Praxis erweisen sich die Projekte zur Kontrolle von Sicherungsbauwerken als sehr unterschiedlich hinsichtlich ihrer An- und Herausforderungen und erfordern eine individuelle, projektspezifische Vorbereitung. Die bisherigen Erfahrungen haben gezeigt, dass generell eine tiefgreifende Kenntnis des verbauten Systems und gute Grundlagendaten (Lage- / Ansichtspläne) nötig sind, um verlässliche und reproduzierbare Kontrollergebnisse zu gewährleisten. Darüber hinaus wurde deutlich, dass v. a. große Vernetzungsflächen sowie große Bauwerksverbunde (Lawinerverbauung) besondere Schwierigkeiten bergen. Im Folgenden werden Einblicke in den Projektablauf dieser beiden Bauwerkstypen /-verbauarten gegeben.

6.1 Lawinerverbau

Als eines der ersten Projekte überhaupt wurde ein Lawenstrich oberhalb der B 305 zwischen Schneizreuth und Berchtesgaden bearbeitet. Der Lawenstrich ist mit 505 Einzelbauwerken als Bauwerksverbund verbaut. Dabei handelt es sich um statisch dimensionierte Schneenetze und Gleitschneezäune, in jeweils unterschiedlichsten Dimensionen. Die Bauwerke verteilen sich über eine Strecke von ca. 800 m wobei zwischen dem niedrigsten und dem höchsten Bauwerk knapp 500 m Höhenunterschied zu überwinden sind. Dadurch ist großes Augenmerk auf Kondition und Trittsicherheit der BearbeiterInnen zu legen, um eine effektive und sichere Bearbeitung zu garantieren. Zur Überwindung von Steilstufen und zur Sicherung gegen Absturzgefahr wurden die Arbeiten stellenweise seilgesichert ausgeführt. Hier zeigt sich, dass der für die Listeneintragung geforderte Nachweis einer Höhenarbeitsenerlaubnis (siehe Kap. 5.1) seine Berechtigung besitzt, da hier Arbeiten im Absturzgelände und unter Seilzugangstechnik mit auch längeren Abseilstrecken mehr oder weniger über den gesamten Zeitraum der Geländeaufnahmen zwingend erforderlich sind. Weiterhin waren sichere Orientierung und gute Geländekenntnis eine zwingende Voraussetzung.



Abbildung 3 Bauwerksverbund im Steilgelände

Durch die große Anzahl an Bauwerken wurde zur Bewältigung der Kontrollen eine ARGE aus vier Ingenieurbüros gebildet, um die notwendigen Kapazitäten gewährleisten zu können. Zeitweise waren bis zu sieben Bearbeiter gleichzeitig im Gelände. Dies erforderte eine besonders sorgfältige Projektvorbereitung und Koordination mit Erstellung einheitlicher Aufnahmeprotokolle, enger Abstimmung der Bearbeiter und büroübergreifendem Datenmanagement. Insbesondere für die Erstellung der Kontrollberichte im Nachgang wurde großer Aufwand betrieben, um die Abgabedokumente und Bauwerksbeurteilungen zu homogenisieren.



Abbildung 4 Sachverständige der ARGE „Lawinstrich“ zu Beginn der Tätigkeiten

Im Rahmen dieses Projekts wurden auch verschiedene Ansätze zur Schadensaufnahme getestet. Neben vollständig händischer Aufnahme mit unterschiedlichen Feldprotokollen wurden auch Methoden zur digitalen Aufnahme mit Handgeräten erprobt. Die Ergebnisse wurden ausgewertet und diskutiert und bilden die Grundlage für die zukünftige Entwicklung eines vollständig digitalen Werkzeugs zur Bauwerkskontrolle (siehe Kap. 7).

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass insbesondere bei großen Bauwerksverbunden eine möglichst vollständig digitale Durchführung der Kontrollen mit automatisierter Berichterstellung extreme Erleichterungen bringen würde.



6.2 Vernetzung

Flächige Vernetzungen von Böschungen oder Felswänden unterscheiden sich von den vorgenannten Rückhaltebauwerken grundsätzlich in ihrer Bau- und Funktionsweise. Eine vorschrifts- und sachgemäß durchgeführte Bauwerkskontrolle sieht die handnahe Prüfung und Bewertung aller Bauteile eines Sicherungsbauwerks vor. Daher ist insbesondere bei großflächigen Verbauten, mit vielen Bauteilen, ein erheblicher organisatorischer, technischer sowie personeller Aufwand erforderlich.

Die zugrundeliegenden Praxiserfahrungen wurden an der B 305, zwischen Reit i. W. und Ruhpolding sowie an der B 289 bei Burgkunstadt gesammelt. Die an diesen Abschnitten vorhandenen Vernetzungen wurden stellenweise im Verbund mit Spritzbetonsicherungen ausgeführt.

Bei beiden Projektstandorten handelt es sich um großflächig gesicherte Geländesprünge, bzw. An schnittsböschungen die bis an die jeweiligen Straßenbereiche heranreichen. Die vom Grunde vergleichbaren örtlichen Gegebenheiten erforderten eine besondere Herangehensweise bei der Planung und der Arbeitsvorbereitung. Aufgrund der Nähe zum Verkehrsraum, mussten die Arbeiten abschnittsweise unter halbseitiger Sperrung durchgeführt werden. Diesbezüglich waren verkehrsrechtliche Vorbereitungen zu treffen und Verkehrssicherungsmaßnahmen zu organisieren. Die Ausführungen waren demnach auf einen konkreten Zeitraum terminiert.



Abbildung 5 Zu kontrollierender Abschnitt an der B 305 unter halbseitiger Sperrung.

Aufgrund der morphologischen Gegebenheiten und Zugänglichkeiten wurde an beiden Standorten überwiegend mittels SZP (Seilzugangs- und Positionierungstechnik), bzw. Absturzsicherung gearbeitet. Insbesondere im geneigten Gelände und bei geringeren Böschungshöhen bietet dieser technische Ansatz aufgrund der höheren Flexibilität und schnelleren Bewegungsweise, Vorteile gegenüber dem Einsatz von Hubsteigern oder Arbeitsbühnen.

Stellenweise war die Einsehbarkeit durch Vegetation oder Überschüttungen (Bodenbedeckung) eingeschränkt. Zur Sicherstellung der vorgegebenen Kontrolltiefe wurde daher stellenweise ein zusätzlicher Aufwand für die Freilegung von Bauwerksteilen erforderlich. Insgesamt konnten die Geländearbeiten für die Bauwerkskontrollen an den Übernetzungsstandorten aber mit guten Arbeitsergebnissen abgeschlossen werden.



Abbildung 6 Kontrolldurchführung an der B 289 unter halbseitiger Sperrung

Der Aufwand für die Auswertung und Berichterstellung gestaltete sich bei den Felsvernetzungen gegenüber dem Bauwerksverbund im Lawenstrich, aufgrund der deutlich geringeren Bauwerksanzahl jedoch als vergleichsweise gering.

7 Ausblick

Derzeit wird ein Werkzeug zur digitalen Bauwerkskontrolle und automatisierten Erstellung der Kontrollberichte entwickelt. Hierbei ist geplant auf die Bauwerksdaten aus einer Geodatenbank zurückzugreifen und über eine Kartenanbindung in Verbindung mit dem GPS-Signal des Handgeräts eine eindeutige Lokalisierung des zu kontrollierenden Bauwerks im oft schwierigen und unübersichtlichen Gelände zu ermöglichen. Im Zuge der Entwicklung arbeiten die ZIG und private Sachverständige für Sicherungsbauwerke eng zusammen, um Anforderungen und Erfordernisse beider Seiten zu berücksichtigen.

Für allseitig sehr gewinnbringend, konstruktiv und zielführend wurde der Erfahrungsaustausch im Rahmen des diesjährigen Grundlehrgangs zur Erfüllung der Eintragungsvoraussetzung angesehen. Hier wurden Erfahrungen aus den ersten Projekten zwischen allen gelisteten Sachverständigen und Vertretern der Staatsbauverwaltung ausgetauscht, Probleme und Wünsche angesprochen und diskutiert sowie den neuen Teilnehmern Einblicke in die Arbeit der Sachverständigen gewährt. Dieses Format soll daher auch in Zukunft weitergeführt werden.



Literaturverzeichnis

ASB-ING (bisher unveröffentlichte Neufassung): Anweisung Straßeninformationsbank Segment Bauwerksdaten. Berlin: Bundesministerium für Digitales und Verkehr [Hrsg.].

Koch, A., Jansen, P., Wild, F. (2022): Schutz von Straßen vor Georisiken – Herangehensweise in der Bayerischen Staatsbauverwaltung. Freiburg: Tagungsband 23. Bodenseetagung. Regierungspräsidium Freiburg [Hrsg.]

Wagner, R., Koch, A., Jansen, P., Landgraf, G. (2021): Die bayerische Antwort auf stetig wachsende Georisiken. München: Jahreszeitschrift der VSVI in Bayern e.V.



Bauzeitliches Naturgefahren-Warnsystem für ein alpines Gerinne im Stillachtal bei Oberstdorf

Dr. John Singer, AlpGeorisk, Donauwörth
Klaus Keilig, Christoph Wichert, Markus Bauer, Baugeologisches Büro Bauer
GmbH, München
Verena Dallmeier, Armin Stöckle, Markt Oberstdorf

Im Sommer 2022 wurde im Stillachtal bei Oberstdorf der Ersatzneubau einer zuvor beschädigten Lawingalerie errichtet. Die betroffene Birgsauer Straße stellt die Hauptverbindung in das touristisch stark frequentierte hintere Stillachtal dar und musste auch während der Bauzeit dauerhaft geöffnet bleiben. Eine Umfahrung der Baustelle war dabei aufgrund der beengten Verhältnisse mit vertretbarem Aufwand nur hangseitig und damit im unmittelbaren Mündungsbereich eines alpinen Gerinnes möglich. Eine Gefahrenbewertung des Gerinnes ergab, dass von diesem eine erhebliche Gefährdung durch Steinschläge, Felsstürze und Murgänge ausging. Um dennoch eine Durchführung der Baumaßnahme mit vertretbarem Risiko zu ermöglichen, wurde ein bauzeitliches Risikominimierungskonzept ausgearbeitet. Das Konzept beinhaltete neben der Errichtung eines Steinschlagfangzaunes zur Eliminierung der Gefahr kleiner und mittlerer Ereignisse auch ein technisches Überwachungs- und Warnsystem sowie eine mehrstufige Entscheidungs- und Handlungsmatrix. Ziel war es durch Beobachtung der üblichen Auslöser von Sturzereignissen und Murgängen (z.B. Niederschlag, Temperaturschwankungen) Phasen erhöhter Gefährdung frühzeitig zu erkennen und angemessen – bis hin zur Straßensperrung – zu reagieren.

1 Einleitung

Die südlich von Oberstdorf im Allgäu ins Stillachtal führende Birgsauer Straße erschließt neben den Ortsteilen Faistenoy, Birgsau, Einödsbach und Rappenalptal auch bedeutsame Naherholungsgebiete. So ist z.B. die Skiflugschanze Oberstdorf und die Fellhornbahn über die Birgsauer Straße erreichbar, was insbesondere an Wochenenden immer wieder zu einem hohen Verkehrsaufkommen führt. Zwischen der Skiflugschanze und der Fellhornbahn verläuft die Birgsauer Straße aufgrund einer Talverengung zwischen der Stillach im Westen und dem direkt angrenzenden Hangbereich im Osten, wobei hier zwei markante Rinnen eine erhöhte Gefahr von Steinschlägen, Muren und Lawinen bergen. Um die dauerhafte Erschließung gewährleisten zu können, wurden um 1972 hier zwei Schutzgalerien errichtet (Abbildung 1-1).

In 2018 wurde die südlichere, ca. 46 m lange Galerie durch ein Steinschlagereignis getroffen und stark beschädigt, so dass eine provisorische Unterfangung errichtet werden musste. Für das Schadensereignis wird die Masse des verantwortlichen Sturzblockes auf ca. 15 t geschätzt.

Um wiederum ein dauerhaft hohes Schutzniveau der Birgsauer Straße im Bereich des südlichen Gerinnes gewährleisten zu können, wurde in 2022 ein Ersatzneubau der südlichen Galerie errichtet.

Da während der Bauarbeiten die Schutzfunktion der Galerie für die Straße und auch für die Baustelle entfiel, wurde ein bauzeitliches Risikominimierungskonzept ausgearbeitet. Dieses sollte die Umsetzung der Baumaßnahme bei möglichst durchgängiger Öffnung der Birgsauer Straße mit vertretbarem Risiko ermöglichen.



Abbildung 1-1: Drohnenaufnahme der südlichen Lawingalerie vor Durchführung der Baumaßnahme.

2 Gefährdungssituation

Von dem Gerinne oberhalb der südlichen Lawingalerie geht eine Gefährdung durch Lawinen, Murgängen, Steinschlägen und Felsstürzen aus.

Die für die Galerie relevanten Anbruchgebiete bzgl. Steinschlag und Felssturz bestehen aus obertriassischem Hauptdolomit. Dieser bildet ca. 300 m oberhalb der Galerie eine rd. 100 m hohe Steilwand. Darin sind viele rezente Ablösebereiche erkennbar, was zusammen mit der großen Anzahl Sturzblöcke im Gerinne auf eine hohe Steinschlagaktivität hindeutet. Der in großen Mengen im Gerinne akkumulierte Gesteinsschutt birgt zudem die Gefahr bei starken Niederschlägen als Mure mobilisiert zu werden.

Die Gefahrenbeurteilung des Gerinnes auf Grundlage einer geologischen Aufnahme inkl. einer statistischen Erhebung der im Gerinne vorhandenen Blockgrößen ergab einen anzusetzenden Bemessungsblock für Steinschlag mit einem Volumen von ca. 2,1 m³ bzw. einer Masse von 5,9 t (99% Perzentil der statistischen Blockgrößenverteilung). Als Worst Case Szenario wurde zusätzlich ein Sturzereignis analog zu 2018 mit ca. 15 t Masse und einer geschätzten Jährlichkeit von 30 Jahren ermittelt. Zusätzlich konnten großvolumige Felsstürze sowie Murgänge nicht ausgeschlossen werden.

Die in einer Steinschlagmodellierung (RocScience RocFall) ermittelten kinetischen Energien der Sturzblöcke für o.g. Szenarien lagen bei Erreichen der Galerie bei ca. 2725 kJ (Bemessungsblock) bzw. 8520 kJ (Worst Case).

3 Risikominimierungskonzept

Auf Grundlage der Gefährdungsszenarien wurde für die Baumaßnahme ein Risikominimierungskonzept ausgearbeitet, das im Wesentlichen aus drei Komponenten bestand:

1. einem nach ONR 24810 bemessenen Steinschlagfangzaun zur Eliminierung von Gefährdungen hoher Wiederholfrequenz und kleiner bis mittlerer Intensität;
2. einem bauzeitlichen Naturgefahren-Warnsystem, das auf Grundlage einer Beobachtung der üblichen Auslöser von Sturzereignissen und Murgängen (z.B. Niederschlag, Temperaturschwankungen) sowie der Aktivität im Gerinne kontinuierlich die aktuelle Gefährdungssituation überwacht;
3. einer mehrstufigen Entscheidungs- und Handlungsmatrix, die die je nach Gefährdungssituation auszuführenden Maßnahmen – bis hin zur Räumung der Baustelle und Schließung der Straße – vorgibt.

Der Steinschlagfangzaun wurde ca. 50 m oberhalb der Baustelle im Gerinne installiert (Abbildung 3-1). Auf Grundlage der Modellierung des Bemessungsereignisses wurde ein Zaun mit einer Höhe von 4,5 m und einem Maximum Energy Level (MEL) Wert von 1500 kJ festgelegt. Der Zaun ist dabei so dimensioniert, dass er auch kleinvolumige Mureignisse zurückhalten kann.

Da die Gefährdung durch einen Steinschlag, Felssturz oder Murgang hoher Intensität, der nicht durch den Steinschlagfangzaun aufgefangen werden kann, in Zeiträumen mit Auslöseereignissen wie z.B. starkem Niederschlag oder häufigen Frost-Tau-Wechseln als zu hoch eingeschätzt wurde, um diese zu vernachlässigen, wurde zusätzlich zu dem Schutzzaun ein bauzeitliches Naturgefahren-Warnsystem konzipiert und implementiert.



Abbildung 3-1: Drohnenaufnahme des oberhalb der Baustelle im Gerinne installierten Steinschlagsschutzzaunes.

4 Naturgefahren-Warnsystem

Ziel des Warnsystems ist es durch Beobachtung potenzieller Auslöseereignisse sowie der Aktivität im Gerinne kontinuierlich eine Einschätzung der aktuellen Gefährdungssituation vorzunehmen und bei Vorliegen einer Gefährdung Warnungsmeldungen auszugeben und ggf. automatisiert die Straße zu sperren.

4.1 Sensorsystem

Dazu wurde ein Sensorsystem im Projektgebiet installiert, welches aus folgenden Elementen bestand:

- eine Wetterstation zur Erfassung der lokalen Niederschläge und Temperaturen;
- zwei Webcams mit Infrarotstrahlern und automatisierter Bewegungserkennung zur Erkennung und Bewertung von Ereignissen im Gerinne;
- Sensoren an den Bremsen des Steinschlagfangzauns zur Erkennung eines starken Einschlags.

Die Sensoren wurden zum Teil drahtlos (Wetterstation), zum Teil mittels Datenkabel mit einer zentralen Datenerfassungseinheit verbunden. Die Stromversorgung erfolgte teilweise über Solarpanels (Wetterstation), teilweise über durch die Baustelle bereitgestellten Netzstrom. Alle Elemente des Systems verfügten über Backup-Akkus für den Fall eines Strom-



ausfalls. Das Erfassungsintervall wurde bei der Wetterstation auf 5 Minuten festgelegt, bei den Sensoren am Steinschlagfangzaun auf 1 Sekunde. Die Webcams waren dauerhaft in Betrieb, eine Video-Aufzeichnung erfolgte jedoch nur, wenn die Bewegungsmeldung ausgelöst wurde. Ein Foto wurde jede Minute aufgenommen und an den Datenserver für die Webdarstellung und Archivierung übermittelt. Alle erfassten Daten wurden mittels Mobilfunknetz an einen Datenserver zur Auswertung übermittelt.



Abbildung 4-1: Die zentrale Datenerfassungseinheit wurde ca. 50 m oberhalb der Baustelle montiert.

4.2 Fremddaten

Zusätzlich zu den vor Ort im Projektgebiet erhobenen Sensordaten wurden die Wetterwarnungen des Deutschen Wetterdienstes (DWD) zur Bewertung der Gefahrensituation herangezogen. Diese werden vom DWD im Common Alert Protocol (CAP) Format zum FTP-Download zur Verfügung gestellt. Von den vielfältigen Wetterwarnungen des DWD wurden nur die Warnungen zu den Wetterelementen Gewitter, Starkregen, Dauerregen und Frost berücksichtigt. Die CAP Daten des DWD wurden in einem Intervall von 5 Minuten abgerufen bzw. aktualisiert.

4.3 Datenanalyse

Es existieren keine direkten Beobachtungen oder Messdaten aus dem Projektgebiet, die zur Definition ortsspezifischer Warnwerte für das Einsetzen von Steinschlägen oder Muren herangezogen werden können. Deshalb wurde auf Grundlage von Erfahrungswerten, einer statistischen Auswertung der Wetterdaten der DWD Wetterstation Oberstdorf so-

wie Literaturangaben die in Abbildung 4-3 dargestellte Warnmatrix entwickelt. Diese benennt die typischen Szenarien bei denen es zu einer erhöhten Ereigniswahrscheinlichkeit der Gefahren Steinschlag, Felssturz und Murgang kommt und definiert Grenzwerte für die wichtigsten Einflussfaktoren.

Um die Grenzwerte für Starkregen und Dauerregen im Bezug auf die Auslösung eines Murgangs zu definieren, wurden die vorhandenen Niederschlagsdaten der nahegelegenen Wetterstation Oberstdorf (1995 bis heute) statistisch ausgewertet. Dabei wird davon ausgegangen, dass ungewöhnlich hohe Niederschläge (z.B. ein 5- oder 10-jähriges Ereignis) eine hohe Wahrscheinlichkeit besitzen auch ein Mureignis auszulösen.

Es wurden jeweils basierend auf den Daten der Wetterstation Oberstdorf das 1-, 5- und 10-jährige Maximalereignis für den aufsummierten Niederschlag binnen 1, 6, 12, 24, 48 und 72 Stunden ermittelt. Der 1- und 6-stündliche Niederschlag dient dabei zur Bewertung eines Starkregenereignisses, der 12- bis 72-stündliche Niederschlag zur Bewertung eines Dauerregenereignisses. So liegt bei der Wetterstation Oberstdorf z.B. das 1-jährige Maximalereignis des stündlichen Niederschlags bei ca. 15 mm, das 5-jährige Ereignis bei 24 mm und das 10-jährige Ereignis bei 27 mm. Dies entspricht auch grob den Starkregen-Warnstufen des DWD, die bei 15-25 mm/h (markantes Wetter), 25-40 mm/h (Unwetter) und > 40 mm/h (extremes Unwetter) liegen.

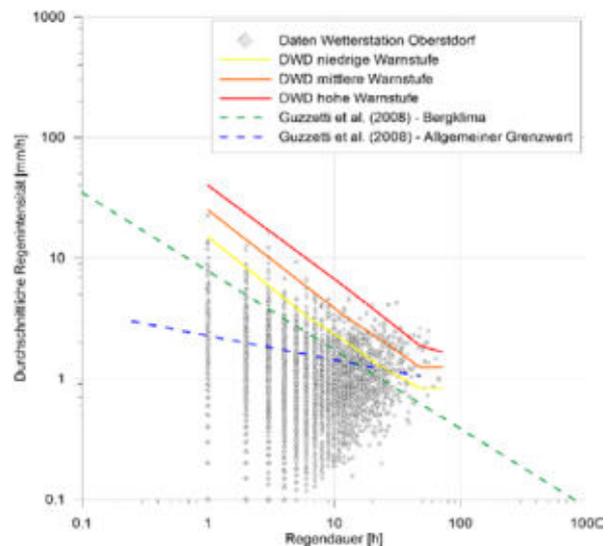


Abbildung 4-2: In der Wetterstation Oberstdorf von 1995 bis 2022 erfasste Regenereignisse im Bezug auf die Warnstufen des DWD. Angegeben sind auch Grenzwerte für das Einsetzen von flachgründigen Rutschungen und Muren aus der Literatur (Guzzetti et al. 2008).

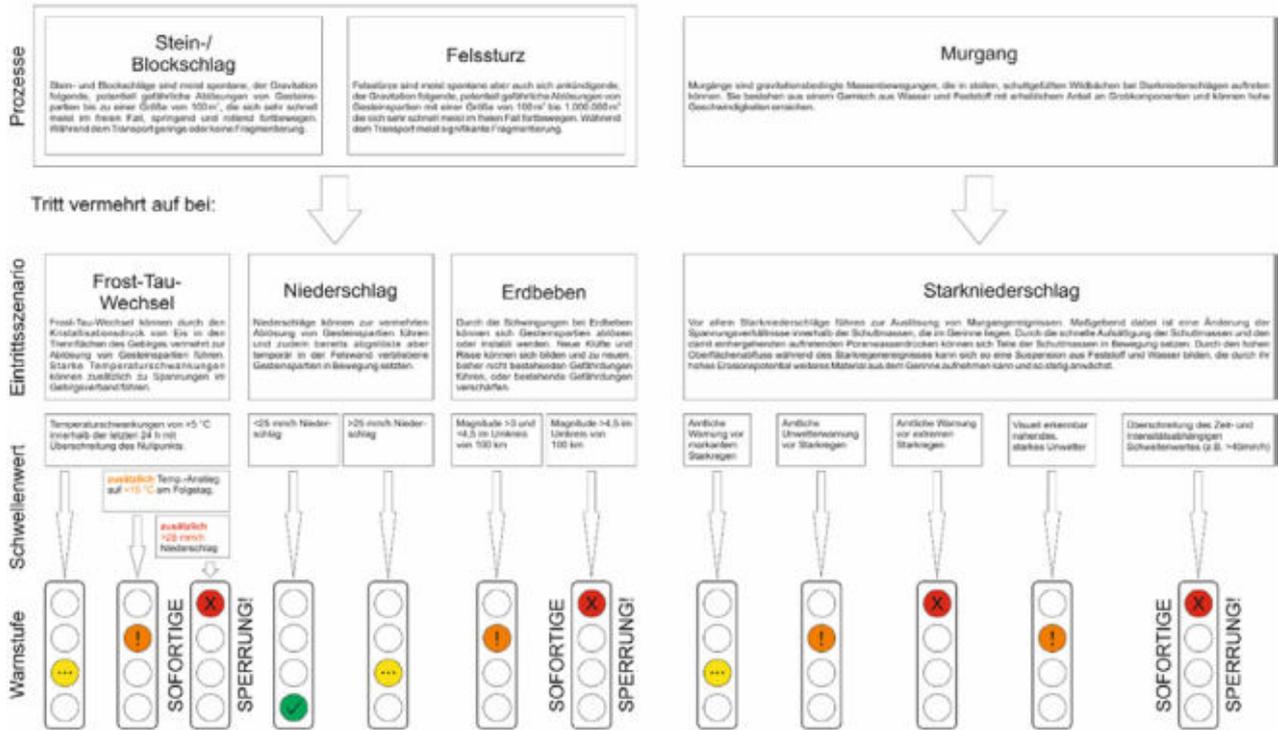


Abbildung 4-3: Warnmatrix für die Bewertung der Gefahrensituation bzgl. Stein-/Blockschlag, Felssturz und Murgang.

Abbildung 4-2 zeigt die in der Wetterstation Oberstdorf erfassten Regenereignisse (1995 bis 2022) in Bezug auf die Warnstufen des DWD und Angaben aus der Literatur zu Niederschlagsgrenzwerten für das Einsetzen von flachgründigen Rutschungen und Muren (Guzzetti et al. 2008). Die DWD-Grenzwerte harmonisieren recht gut mit den Daten, wobei im Projektgebiet kurze Starkregenereignisse hoher Intensität vergleichbar selten und Dauerregenereignisse hoher Intensität vergleichbar häufig (Stauwetterlagen) vorkommen. Auf dieser Grundlage konnten die Warnwerte des DWD für Stark- und Dauerregen für das Projekt übernommen werden (s. Abbildung 4-3 rechts).

Im Laufe des Projektes wurden alle Warnwerte auf Grundlage der erfassten Daten des Sensorsystems wiederholt auf Plausibilität überprüft. Eine der Anpassung der Warnwerte war jedoch nicht notwendig. Die Warnmatrix wurde serverseitig implementiert, so dass alle auf dem Server einlaufenden Daten sofort automatisch entsprechend der Matrix überprüft wurden und der aktuelle Gefahrenstatus für die verschiedenen Gefahrenprozesse ermittelt werden konnte. Durch die Integration der DWD-Wetterwarnungen waren auch Vorinformationen (mit bis zu 24 h Vorlauf) und Vorwarnungen vor kritischen Gefahrenlagen möglich.

Gefahrenstufen der höchsten Kategorie (Straßensperrung) wurden nur aufgrund von tatsächlichen Beobachtungen bzw. Messungen im Projektgebiet ausgesprochen.

4.4 Information, Warnung und Alarmierung

Die aktuelle Gefahrensituation wurde für Projektbeteiligte in einem Webportal anschaulich in einem Ampelsystem zusammen mit den Live-Webcam-Bildern und weiteren Informationen (z.B. amtliche Wetterwarnungen, Live-Daten der Wetterstation) dargestellt (Abbildung 4-4). Auf weiteren Seiten war auch der Zugriff auf alle Messdaten (Zeitreihen) und die Einzel-Grenzwerte gemäß der Warnmatrix (Ampeldarstellungen) möglich.

Zusätzlich wurde eine öffentlich zugängliche Webseite eingerichtet, auf der sich Anwohner und Besucher des Stillachtales über die aktuelle Gefahrensituation und die Wahrscheinlichkeit einer Straßensperrung informieren konnten. Im Falle eines Ereignisses wurden über diese Seite auch individuelle Informationen und Standmitteilungen wie z.B. die voraussichtliche Dauer der Straßensperrung veröffentlicht.

Im Falle einer Überschreitung eines Grenzwertes wurde zudem eine Warn- bzw. Alarmpmeldung ausgegeben. Diese wurde je nach Signifikanz und Schwere des Ereignisses per SMS bzw. E-Mail an verschiedene, zuvor definierte Akteure (z.B. Bauleitung, Bauherr, Anwohner, Betreiber ÖPNV, Feuerwehr, Polizei) versandt.

Zusätzlich wurde die Signalanlage an der Birgsauer Straße an das Warnsystem angeschlossen, so dass



im Falle eines Ereignisses der Stufe rot entsprechend der Warnmatrix eine automatisierte Sperrung der Straße erfolgen konnte.



Abbildung 4-4: Darstellung der aktuellen Gefahrenlage sowie wichtiger weiterer Informationen zur Bewertung der Gefahrensituation im Webportal.

5 Entscheidungs- und Handlungsmatrix

Entscheidend für die Effektivität eines Warnsystems ist, dass die im Falle einer Warnung umzusetzenden Handlungen bzw. Maßnahmen klar definiert sind. Aus diesem Grund wurde unter Mitarbeit aller Beteiligten eine Entscheidungs- und Handlungsmatrix entwickelt, die die in jeder Gefahrensituation auszuführenden Maßnahmen definiert (Abbildung 7-1).

Die wichtigsten Akteure in diesem Zusammenhang waren dabei der Bereitschaftsdienst der kommunalen Dienste Oberstdorf, die Bauführer der Baustelle sowie eine Expertenkommission.

Die in der Matrix je nach Gefahrensituation festgelegten Maßnahmen reichen dabei von einer Situationsüberwachung durch die Bereitschaft online oder vor Ort über eine Aktivierung der Expertenkommission bis hin zu einer Vorbereitung bzw. Ausführung der Räumung der Baustelle und Sperrung der Straße.

Im Falle einer vorsorglich oder aufgrund eines erkannten Ereignisses durchgeführten Straßensperrung bzw. Baustellenräumung oblag es der Expertenkommission die Situation zu bewerten und über weitere Maßnahmen bzw. eine Freigabe zu entscheiden.

6 Umsetzung und Erfahrungen

Das Naturgefahren-Warnsystem war während dem Neubau der Galerie von Mai bis Oktober 2022 in Betrieb. In dieser Zeit wurde mehrfach, meist bei Starkregenereignissen, die Gefahrenstufe Orange erreicht, zweimal wurde auch die Gefahrenstufe rot ausgerufen. Zu einem kritischen Ereignis kam es glücklicherweise nicht.

Anfang August wurde der Sensor an der Bremse des Steinschlagfangzauns durch einen direkten Treffer eines Steinschlagblockes ausgelöst. Der Alarm konnte durch Beobachtungen vor Ort und in der WebCam nach kurzer Zeit wieder aufgehoben werden.

Am Nachmittag des 18. August wurde durch das DWD für das Projektgebiet eine amtliche Unwetterwarnung vor Dauerregen (80-140 l/m²) herausgegeben. Bis zum Nachmittag des 19. August wurde bereits der Messalarm orange ausgelöst und die Prognose lies bis zum Morgen des 20. August noch eine bedeutende Regenmenge erwarten. In Abstimmung zwischen der Expertenkommission, dem Bauherren und der Baustelle wurde deshalb die Birgsauer Straße in der Nacht vom 19. zum 20. August vorsorglich gesperrt. In der Nacht wurde schließlich auch der Messalarm rot (Dauerregen) erreicht. Während es zu einer deutlichen Wasserführung im Gerinne kam und geringe Mengen Schutt auf die Straße gespült wurden, kam es glücklicherweise nicht zu einem Murerignis. Die Straße und die Baustelle konnten deshalb nach Durchführung einer Drohnenbefliegung zur Bewertung der Situation im Gerinne am späten Vormittag des 20. August wieder freigegeben werden.

7 Fazit

Durch die Implementierung des Naturgefahren-Warnsystems konnte die Ausführung der Baumaßnahme mit vertretbarem Restrisiko erfolgreich durchgeführt werden. Das System hat zuverlässig auf bevorstehende (Wetterwarnungen) bzw. akute (Ereigniserkennung) Gefahren hingewiesen und die Akteure konnten auf Grundlage der Entscheidungs- und Handlungsmatrix schnell und effizient reagieren, so dass die Schließungszeiten der Straße minimal gehalten werden konnten. Die Umsetzung des Systems hat generell zu einem erhöhten Bewusstsein für die Naturgefahren im Projekt geführt.

Literaturverzeichnis

Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M. & Stark, C. (2008). The rainfall intensity–duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslides* 5, 3–17, <https://doi.org/10.1007/s10346-007-0112-1>.



Geologische Vorerkundung für ein Hangbewegungsfrühwarnsystem in den informellen Siedlungen von Medellín, Kolumbien

Tamara Breuninger¹, Moritz Gamperl¹, Prof. Dr. Kuroschi Thuro¹
¹Technische Universität München

In der Stadt Medellín in Kolumbien ereigneten sich in den letzten 50 Jahren mehrere Hangbewegungen, einige davon mit Todesfolge. Vor allem der nordöstliche Hang, der aus tiefgründig verwittertem Dunit besteht, ist besonders anfällig für Hangbewegungen.

Um die Gefahr durch Hangbewegungen in den Außenbezirken der Stadt zu reduzieren, entwickelt das Projekt Inform@Risk, an dem mehrere kolumbianische und deutsche Universitäten und Institutionen beteiligt sind, ein Frühwarnsystem für flach- bis mittelgründige Hangbewegungen in der urbanen Umgebung der Stadt. Das System ist genau auf das Untersuchungsgebiet, in dem es entwickelt wurde, zugeschnitten, angepasst an die lokalen geologischen Charakteristika.

Daher ist ein umfassendes Verständnis des Untergrunds dieses Untersuchungsgebietes unerlässlich. Um die geologischen und geotechnischen Charakteristika zu untersuchen, wurden Feld- und Laborkampagnen durchgeführt. Aufgrund der dichten Besiedlung müssen die Felduntersuchungen so minimalinvasiv wie möglich sein. Die Methoden umfassen daher Kartierungen der morphologischen Besonderheiten bezüglich Hangbewegungen und Geologie, Geoelektrik-Messungen und Bohrungen, um die Untergrundbeschaffenheit zu untersuchen. An den Bohrkernen und weiteren, während der Aushebungen für die Sensorik des Frühwarnsystems an der Oberfläche entnommenen Proben wurden Fels- (Einaxiale Druckfestigkeit, Zugfestigkeit) bzw. Bodenparameter (Korngrößenverteilung, Plastizität, Mineralogie, Scherparameter) des Materials im Untersuchungsgebiet ermittelt.

Die Ergebnisse der Untersuchungen werden zu einem Ingenieurgeologischen Untergrundmodell kombiniert. Eine Gefahrenkarte, abgeleitet von dem Untergrundmodell, zeigt die anfälligsten und gefährdetsten Stellen des Untersuchungsgebietes, die genauer von dem Frühwarnsystem überwacht werden müssen. Diese Gefahrenkarte kann außerdem bei der Entscheidung für das geeignetste Monitoring-System herangezogen werden.

Das übergeordnete Ziel dieses Forschungsprojektes ist es, einen detailorientierten Ansatz für ein Hangbewegungsfrühwarnsystem zu entwickeln, der in Zukunft auf andere urbane Gebiete, insbesondere in den Anden, mit ähnlichen Problemen übertragen werden kann.

1 Einleitung

Die Stadt Medellín ist aufgrund des Klimawandels seit einigen Jahrzehnten zunehmend von Hangbewegung betroffen (Echeverri et al. 2012). Das Projekt Inform@Risk, eine Kooperation kolumbianischer und deutscher Institutionen, entwickelt seit März 2019 ein Hangbewegungsfrühwarnsystem in einer der informellen Siedlungen am steilen Rand der Stadt.

Vor der Planung des endgültigen Layouts dieses Systems wurden umfangreiche Vorerkundungsmaßnahmen durchgeführt.

2 Projektgebiet

Die Stadt Medellín liegt auf 1500 – 2500 m ü.NN im Aburrá-Tal, einem breiten Tal der Cordillera Central in den nördlichen Anden Kolumbiens. Die Umgebung

der Stadt ist aus unterschiedlichen mesozoischen Metamorphiten und magmatischen Intrusionen aufgebaut (Abb. 1).

Das Projektgebiet von Inform@Risk befindet sich am nordöstlichen Stadtrand im Barrio Bello Oriente der Comuna 3 Manrique und schließt auch einen Teil des ruralen Ausbereichs der Stadt (Corregimiento de Santa Elena) mit ein (Abb. 1). Bello Oriente hat ca. 4.600 Einwohner, die direkt von der Hangbewegungsgefahr betroffen sind (Werthmann et al. 2023). Der gesamte Bereich befindet sich in der geologischen Einheit des Medellín-Dunits (Abb. 1). Dieser Ultramafit ist je nach Lokalität unterschiedlich ausgeprägt (Mineralgehalt, Serpentinisierungsgrad etc.), stark zerklüftet und bis in mindestens 60 m Tiefe hochgradig verwittert (Breuninger et al. 2021). Diese Eigenschaften machen den Medellín-Dunit anfällig für Hangbewegungen, wie die Verteilung vergangener Events im Tal zeigt (Echeverri et al. 2012).

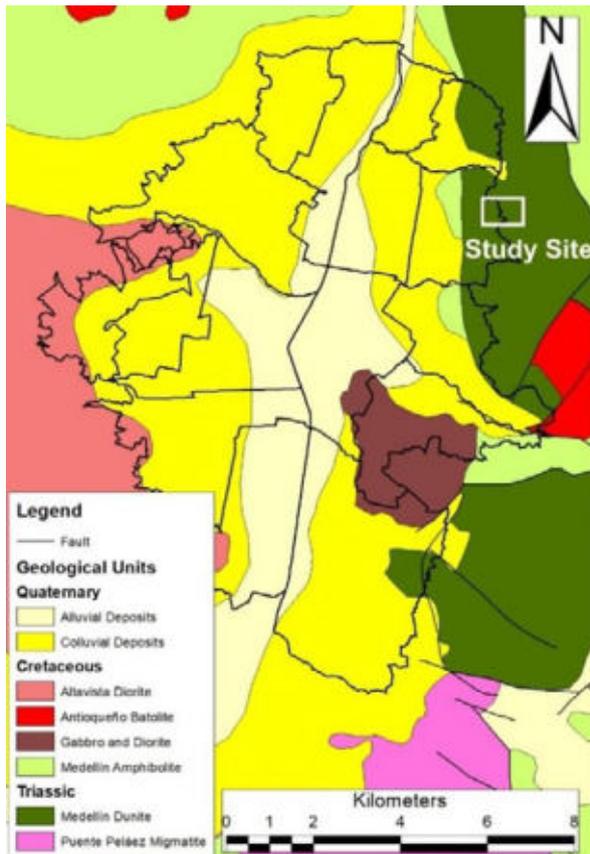


Abbildung 1: Geologische Karte von Medellín (nach Breuninger et al. 2021).

3 Methodik

Die dichte Besiedelung war bei der Wahl der Methoden zu berücksichtigen. Einerseits sollten die Anwohner keinen zu großen Unannehmlichkeiten wie Lärmbelastung und Verschmutzung ausgesetzt werden. Zum anderen sind viele Flächen versiegelt und können daher nicht mit direkten Methoden untersucht werden.

Im Laufe mehrerer Geländeaufenthalte in Kolumbien wurden eine Prozesskarte, die historische Events im Gebiet dokumentiert, und eine geologische Karte erstellt, die die Beschaffenheit des Medellín-Dunites im Gebiet zeigt.

Zeitgleich wurden vier Geoelektrikprofile (ERT-Profil) in Wenner-Anordnung aufgenommen (Abb. 2). Mithilfe von Scanline-Analysen vor Ort und Hillshadepkarten wurden zusätzlich die Trennflächen im Gebiet analysiert.

In zwei Bohrkampagnen wurden insgesamt vier Bohrungen abgeteuft, je zwei mit 30 m und 50 m Tiefe. Die Bohrpunkte wurden so ausgewählt, dass sie auf einem der ERT-Profile oder an Schnittpunkten von Profilen lagen (Abb. 2), um ein möglichst zusammenhängendes Bild des Untergrundes zu erlangen. Alle Bohrungen wurden mit Zweifachkernrohr gebohrt,

die 30 m tiefen mit 63,5 mm, die 50 m tiefen im 101,6 mm Innendurchmesser.

Aus allen Bohrungen wurden Proben für Festgesteinsversuche entnommen. Zusätzlich wurden Lockergesteinsproben aus Gräben an der Oberfläche, die für den Einbau von Sensoren für das Frühwarnsystem gezogen wurden, entnommen und im Labor analysiert. Die Versuche sind in Tab. 1 aufgelistet.

Die Bohrungen und Laborversuche wurden von der kolumbianischen Firma Integral Ingeniería de Supervisión S.A.S. durchgeführt.

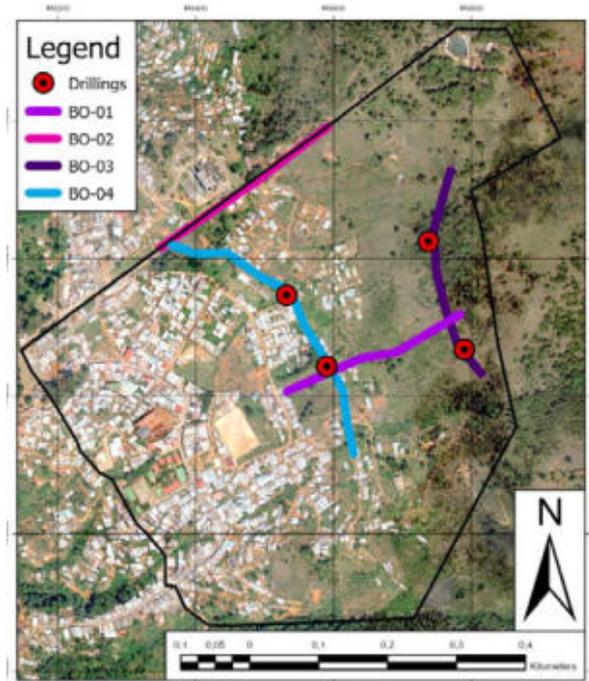


Abbildung 2: Lage der ERT-Profile und Bohrungen in Bello Oriente (nach Breuninger et al. 2021).

Tabelle 1: Laborversuche.

Versuch	Anzahl
Einaxialer Druckversuch	22
Brazilian Test	22
Korngrößenanalyse	14
Zustandsgrenzenanalyse	14
Rahmenscherversuch (CD)	13
XRD-Analysen	10

4 Ergebnisse

4.1 Prozesskarte

Die erfassten Hangbewegungen (Abb. 3) liegen alle oberhalb und im obersten Teil des bebauten Bereichs. Sie haben eine Fläche von 230 – 15.000 m²



und sind mit einer Tiefe von max. 10 m flach- bis mittelgründig. Die älteste Hangbewegung ist ca. aus den 1920er Jahren, die jüngste aus dem Jahr 2022. Es ist sehr wahrscheinlich, dass es in den letzten 100 Jahren noch mehr Events im Barrio gab, die aber aufgrund starker Bau- und landwirtschaftlicher Tätigkeit sowie der dichten Vegetation und starken Verwitterung nicht mehr sichtbar sind.

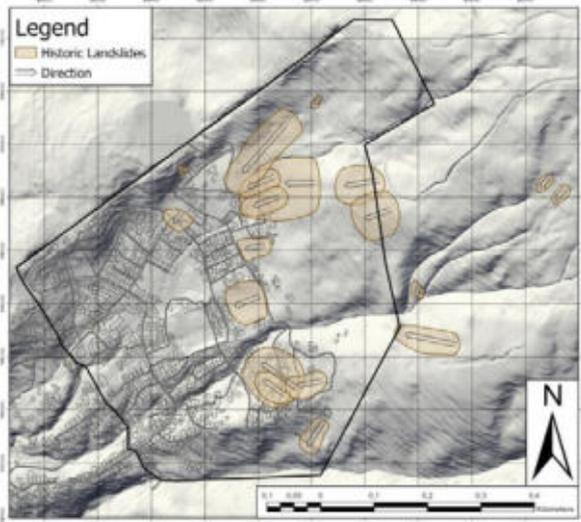


Abbildung 3: Prozesskarte des Projektgebietes (nach Breuninger et al. 2021).

4.2 Geologische Karte

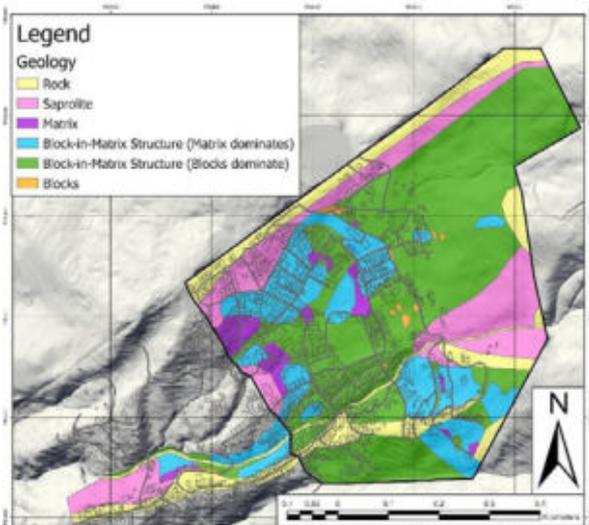


Abbildung 4: Geologische Karte des Projektgebietes (nach Breuninger et al. 2021).

Auf der geologischen Karte (Abb. 4) sind die verschiedenen Zustände dargestellt, in der der Medellín-Dunit im Barrio auftritt. Durch das Gebiet ziehen sich SW-NE streichende Festgesteinsrücken. Zwischen diesen Rücken liegt der Dunit als Saprolith (unbewegt, stark in-situ verwittert, an die Felsrücken

anschließend) und als Block-in-Matrix-Struktur mit unterschiedlichen Verhältnissen an Block und Matrix vor. Die von Blöcken dominierten Bereiche machen den Großteil des Untergrundes aus (grün).

4.3 ERT-Profile

Alle ERT-Profile zeigen einen stark heterogen aufgebauten Untergrund (Gamperl et al. in Bearbeitung). Grundsätzlich sind die Widerstandswerte mit max. 4.000 Ωm sehr niedrig für ein ultramafisches Festgestein.

4.4 Trennflächenorientierung

Im Projektgebiet wurden vier dominante Trennflächenscharen erfasst (Abb. 5). Die NNE-SSW streichenden Trennflächen (orange) entsprechen dem größten Störungssystem im Gebiet, dem Borde Occidental, östlich des Projektgebietes (Cediel & Shaw 2019). Diese Trennflächen fallen mit 75° - 90° nach WNW ein.

Senkrecht dazu fallen E-W streichende Trennflächen (blau), mit etwa 30° - 60° nach Norden ein.

Die NW-SE streichenden Trennflächen (grün) sind weniger häufig anzutreffen. Sie fallen sehr steil mit 75° - 90° nach SW ein.

Eine weitere Trennfläche streicht NE-SW (lila). Sie ist die einzige Störung mit dieser Orientierung im Gebiet, allerdings sehr stark im Relief ausgeprägt. Diese Störung fällt mit etwa 60° nach SE ein.

Zusätzlich zeigt der Medellín-Dunit eine annähernd horizontal ausgeprägte Schieferung, die NNW-SSE streicht und mit max. 15% nach WSW einfällt.

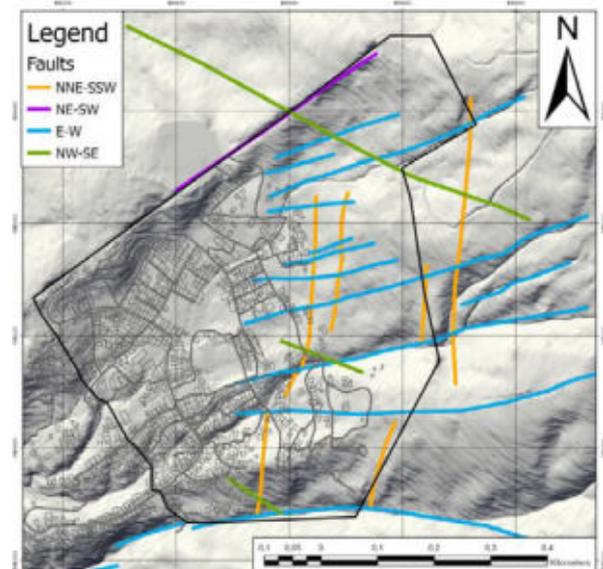


Abbildung 5: Trennflächen im Projektgebiet (nach Werthmann et al. 2023).

4.5 Bohrungen

Wie die ERT-Profile zeigen auch die Bohrungen eine heterogene Ausbildung des Medellín-Dunits (Abb. 6). Bis zu 6,5 m mächtige Festgesteinsbereiche mit vereinzelt Klüften wechseln sich bis zur Endteufe ab mit bis zu 3 m mächtigen verwitterten Lagen, teils braun/oxidiert, teils grün/serpentinisiert. Einige Bereiche zeigen weder braune noch grüne Farbtöne, sind aber so hochgradig zersetzt, dass man die einzelnen Blöcke mit der Hand zerbrechen kann.



Abbildung 6: Ausschnitt aus den Bohrkernen der Bohrung A1 (nach Breuning et al. 2021).

4.6 Laborversuche

4.6.1 Einaxiale Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit

Die Einaxiale Druckfestigkeit des Medellín-Dunits schwankt zwischen 37,8 MPa und 131,0 MPa, was nach Prinz & Strauß (2018) einer Festigkeit von „mäßig hoch“ bis „sehr hoch“ entspricht.

Die Spaltzugfestigkeit liegt zwischen 4,1 MPa und 17,5 MPa.

Beide Kennwerte zeigen eine starke Streuung und keinerlei Korrelation mit Entnahmetiefe und -ort.

4.6.2 Korngrößenverteilung und Zustandsgrenzen

Das Lockergestein im Gebiet besteht hauptsächlich aus feinkörnigem Material. Der Sandkornanteil ist meist sehr gering, der Kieskornanteil variiert zwischen 0 % und 37 %.

Die Werte der Zustandsgrenzen sind alle sehr ähnlich, nach DIN 18196 sind alle Proben der Boden- gruppe UA/OT zuzuordnen (Tab. 2).

Wie auch die Festgesteinskennwerte zeigen Korngrößenverteilung und Zustandsgrenzen keine Korrelation mit dem Entnahmeort, allerdings ist die Streuung der Werte geringer.

4.6.3 Scherparameter

Der Reibungswinkel der Proben aus Bello Oriente liegt zwischen 26,9 ° und 39,4 °, die Kohäsion zwischen 3,2 kPa und 41,7 kPa (Tab. 2). Beide Werte streuen stark. Die Werte des Reibungswinkels sind für Lockergesteine der Boden- gruppe UA/OT, wie in Kap. 4.5.2 beschrieben, ungewöhnlich hoch. Der Reibungswinkel läge bei stark bindigen oder organischen Böden typischerweise bei 5,0 °– 22,5 (Prinz & Strauß 2018).

Wie alle bisher dargestellten Kennwerte zeigen auch die Scherparameter keine räumliche Korrelation.

Tabelle 2: Werte der Zustandsgrenzen und Scherparameter.

Probe	Plastizität	DIN 18196	ϕ [°]	c [kPa]
Test_03	0,27	UA/OT	28,6	41,7
Test_05	0,14	UA/OT	33,1	20,1
Test_08	0,25	UA/OT	26,9	19,9
Test_10	0,23	UA/OT	34,6	13,0
Test_13	0,27	UA/OT	30,0	11,0
Low_01	0,17	UA/OT	37,3	19,6
Low_03	0,21	UA/OT	30,6	18,4
Up_01	0,24	UA/OT	29,7	36,0
Up_02	0,18	UA/OT	-	-
Up_03	0,15	UA/OT	39,0	3,2
Up_04	0,29	UA/OT	39,4	12,9
Up_05	0,23	UA/OT	38,4	4,4
Up_06	0,20	UA/OT	32,1	17,8
Up_07	0,18	UA/OT	31,1	17,5

4.6.4 Mineralogie (XRD-Analyse)

Die mineralogische Analyse des Lockergesteins in Bello Oriente zeigt die für die Lokalität erwartete Zusammensetzung; die Proben enthalten Amphibol, Eisenoxide, Chlorit, Tonminerale, Talk und Serpentin. Einige Proben zeigen Verunreinigungen durch Quarz und Feldspat, diese wurden allerdings in der Nähe von Betonbauten entnommen und wurden sehr wahrscheinlich von den Bautätigkeiten beeinflusst.



5 Bewertung und Ausblick

In der geologischen Kartierung, den ERT-Messungen, den Bohrungen und den Festigkeitsuntersuchungen wird die tiefgreifende Verwitterung in Kombination mit Serpentinisierung und Pseudokarstbildung (Breuninger et al. 2021) deutlich. Das tiefe Eindringen dieser Prozesse in das Gebirge wird durch die zahlreichen Trennflächen hervorgerufen, die auf die lange tektonische Geschichte des Dunits zurückzuführen sind. Dadurch wurde die in der geologischen Kartierung erfasste Block-in-Matrix-Struktur zwischen den Festgesteinsrücken erzeugt.

Wie aus der Prozesskarte hervorgeht, sind die historischen Hangbewegungen fast ausschließlich auf die Bereiche der Block-in-Matrix-Struktur beschränkt. Das hier vorgefundene, durch die verschiedenen Alterationsprozesse entstandene Lockergestein, an der Oberfläche wie auch im Gebirge, kann bei Wassersättigung aufgrund seiner Feinkörnigkeit und mineralogischen Zusammensetzung (v.a. Tonminerale, Chlorit und Serpentin) einen Abscher- oder Gleithorizont ausbilden.

Da die Inhomogenität des Untergrundes, die bei allen Erkundungsmethoden ermittelt wurde, eine genaue Erfassung der Verhältnisse unmöglich macht, wurde zunächst das gesamte Gebiet der Block-in-Matrix-Struktur und des Saproliths als potentielle Gefährdungszone eingestuft.

Um die Gefahrenzonen in diesem Gebiet zu klassifizieren, wurden die kartierten Hangbewegungen und die Events aus der SIMMA-Datenbank (regionale Hangbewegungs-Datenbank) (SIMMA 2023) analysiert. Dabei wurden drei verschiedenen Szenarien erkannt:

- Kleine Hangbewegungen (Jährlichkeit von 30 Jahren) mit einer Fläche von bis zu 4000 m² und einer Tiefe von 5 – 10 m.
- Mittelgroße Hangbewegungen (Jährlichkeit von 100 Jahren) mit einer Fläche von 4000 – 15.000 m² und einer Tiefe von max. 20 m.
- Große Hangbewegungen (Jährlichkeit von 300 Jahren oder mehr) mit einer Fläche von mehr als 100.000 m² und einer Tiefe von bis zu 30 m.

Die Gebiete, in denen diese Szenarien im Projektgebiet auftreten können, wurden mithilfe der historischen Hangbewegungen, dem Auftreten der Block-in-Matrix-Struktur bzw. des Saproliths und der kritischen Hangneigung der Hangbewegungen identifiziert.

Die kritische Hangneigung wurde durch eine 2D-Grenzgleichgewichtsanalyse mit dem Code SLIDE-2D (Rocscience) und den Ergebnissen der Scherversuche ermittelt. Dabei ergab sich eine kritische Hangneigung von 22 ° bis 24 °, abhängig von der Wassersättigung.

Der potentielle „Runout“ wurde mithilfe der Fahrböschungsmethode ermittelt. Hier wurde ein maximaler Winkel von 20 ° angenommen.

Abb. 7 zeigt die Gefahrenkarte für das wahrscheinlichste und häufigste 30-Jahre-Szenario.

Das Layout des Frühwarnsystems, das bereits von Herbst 2020 bis Herbst 2022 schrittweise eingebaut wurde und derzeit weiter optimiert wird, wurde mithilfe der geologischen Erkenntnisse entwickelt. Derzeit wird weiter an der genaueren Darstellung der geologischen Verhältnisse gearbeitet. Besonders die ersten Daten der Sensoren könnten das Verständnis für den Untergrund noch stark verändern und zu einem detaillierteren Bild beitragen.

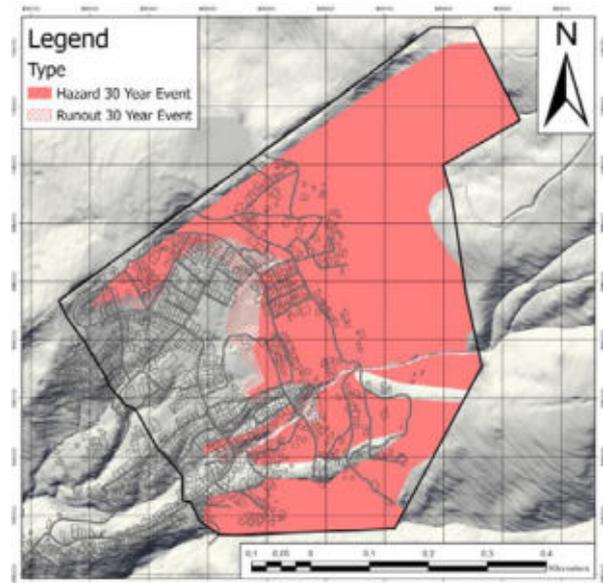


Abbildung 7: Gefahrenkarte des Projektgebietes für das 30-Jahre-Szenario (nach Werthmann et al. 2023).

Literaturverzeichnis

Breuninger, T., Menschik, B., Demharter, A., Gamperl, M., Thuro, K. (2021). *Investigation of Critical Geotechnical, Petrological and Mineralogical Parameters for Landslides in Deeply Weathered Dunite Rock (Medellin, Colombia)*. Int. J. Environ. Res. Public Health 18.

Cediel, F. & Shaw, R.P. (Hrsg.) (2019). *Geology and Tectonics of Northwestern South America: The Pacific-Caribbean-Andean Junction*. – 1001 S., Frontiers in Earth Sciences. Cham: Springer.

DIN 18196. *Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*. Berlin: Beuth.

Echeverri, A., Vélez Villa, A.E., Ward-Karet, M., Orbea Cevallos, S., Werthmann, C., O'Carroll, A., O'Shea, C. (2012). *Rehabitar La Ladera*. Medellín: Lulu.



Gamperl, M., Breuninger, T., Menschik, B., Singer, J., Thuro, K. (in Bearbeitung). *Direct and Indirect Geological Investigation of Deeply Weathered Ultramafites in Medellín, Colombia (Arbeitstitel)*.

Prinz, H. & Strauß, R. (2018). *Ingenieurgeologie*. – 8. Aufl., 899 S., Berlin: Springer.

SIMMA - Sistema de Información de Movimientos en Masa. <https://simma.sgc.gov.co/>; zuletzt besucht am 30.03.2023.

Werthmann, C., Sapena, M., Kühnl, M., Singer, J., Garcia, C., Menschik, B., Schäfer, H., Schröck, S., Seiler, L., Thuro, K., Taubenböck, H. (2023). *Inform@Risk. The Development of a Prototype for an Integrated Landslide Early Warning System in an Informal Settlement: the Case of Bello Oriente in Medellín, Colombia*. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.* [preprint], <https://doi.org/10.5194/nhess-2023-53>.



Ein neues Frühwarnsystem für Hangbewegungen in informellen Siedlungen: Fallstudie in Medellín, Kolumbien

Moritz Gamperl, Technische Universität München
John Singer, AlpGeorisk
Kurosch Thuro, Technische Universität München

Es ist damit zu rechnen, dass aufgrund von stärkeren und häufigeren Regenfällen im Zuge des Klimawandels die Gefahr von Hangbewegungen in Gebirgsregionen in den nächsten Jahrzehnten stark zunehmen wird. Besonders in den Ländern der südamerikanischen Anden besteht zudem eine hohe Vulnerabilität in dicht besiedelten Städten mit informellen Siedlungen.

Das Projekt Inform@Risk, eine Kooperation zwischen deutschen und kolumbianischen Forschungsinstituten, lokalen Behörden und NGO's, entwickelt neue Technologien für das Monitoring und die Frühwarnung von Hangbewegungen in diesen Bereichen. Diese Technologien wurden in einem Pilotprojekt in einem Stadtviertel mit großem Hangbewegungsrisiko in Medellín, Kolumbien installiert. Ein Netzwerk von autonomen Sensorknoten, die mit verschiedenen geotechnischen Sensoren wie Neigungsgebern, Piezometern oder Crackmetern ergänzt werden können, wird mit Verschiebungsdaten von Continuous Shear Monitor-Kabeln im Untergrund kombiniert. Diese Daten werden anschließend gefiltert und mittels Sensorfusions-Methoden analysiert, welche sie robuster gegenüber externen Faktoren wie Manipulationen machen. Dies ist wichtig, da die Knoten in besiedeltem Gebiet installiert werden.

Die analysierten Sensordaten werden dann mit Grundwasserdaten, Wettervorhersagen und numerischen Modellen kombiniert, um genaue Vorhersagen über das Gefährdungsniveau und das Auftreten künftiger Hangbewegungen zu treffen. Bei hohem Risiko stehen mehrere Warnstufen zur Verfügung, die von der Bewertung durch Experten (Besichtigung des Standorts, Überprüfung der Sensoren usw.) bis hin zur Verbreitung der Warnung vor Ort über Sirenen und eine Smartphone-App reichen. Alle Teile des Frühwarnsystems wurden im engen Austausch mit der Bevölkerung vor Ort entwickelt und an die lokalen Bedürfnisse angepasst, um die Akzeptanz für das System zu erhöhen und eine lange Laufzeit zu gewährleisten.

Alle Neuentwicklungen innerhalb des Projekts werden frei auf einer Wiki-Seite zur Verfügung gestellt, um den wissenschaftlichen Austausch und eine Reproduktion des Systems in anderen Teilen der Welt zu ermöglichen.

1 Einleitung

Die Gefahr von Hangbewegungen nimmt Jahr für Jahr aufgrund von intensiveren und häufigeren Regenfällen infolge des Klimawandels zu. Zusätzlich spielen sekundäre Ursachen wie Waldbrände eine wichtige Rolle. Ärmere Bevölkerungsschichten im globalen Süden sind oft am meisten betroffen, da sie in vielen Fällen in den gefährlichsten Gebieten und Stadtteilen leben (Alexander et al 1989, Petley et al 2009). Dies gilt insbesondere für die Anden, wo mehr als 10 Millionen Menschen Naturgefahren ausgesetzt sind und eine hohe Ungleichheit herrscht. In Kolumbien haben jüngste Entwicklungen zu einer erhöhten Entvölkerung des ländlichen Raums und Migration in die Städte geführt, was zu einem exponentiellen Anstieg der durch Hangbewegungen betroffenen Familien geführt hat – mehr als einer halben Million in den letzten 100 Jahren. Regenfälle sind neben

anthropogenen Einflüssen der wichtigste Auslösemechanismus für diese Hangbewegungen.

Das Forschungsprojekt Inform@Risk zielt darauf ab, die Widerstandsfähigkeit von informellen Siedlungen gegen flachgründige Rutschungen zu stärken. Da langfristige Lösungen wie die Umsiedlung gefährdeter Bewohner oder die Umsetzung physischer Maßnahmen derzeit aufgrund hoher sozialer, politischer und finanzieller Anforderungen nicht realisierbar sind, plant das Inform@Risk Projekt die Konzeption und Implementierung eines Frühwarnsystems (Landslide Early Warning System, LEWS) als kurz- bis mittelfristige Lösung, die Resilienz der Siedlungen zu erhöhen. Die Umsetzung dieses Systems birgt jedoch viele technische und soziale Herausforderungen, wie z.B. die Entwicklung eines kosteneffektiven, zuverlässigen sowie räumlich und zeitlich hochauflösenden Monitoring-Systems und dessen soziale Integration in die informelle Siedlung. Um diese Herausforderungen zu meistern, arbeitet das

Projekt eng mit Experten aus verschiedenen Disziplinen zusammen und involviert die Bewohner vor Ort in den Planungs- und Implementierungsprozess des Systems.

2 Messkonzept des Frühwarnsystems

Die Geologie des Projektgebiets ist sehr heterogen und komplex, und begünstigt Hangbewegungen durch die besonders verwitterungsanfälligen Gesteine im Untergrund (Breuninger et al. 2021). Herkömmliche Messsysteme sind für eine Überwachung eines solchen Gebiets, insbesondere in einer informellen Siedlung, wo die Kosten eine wichtige Rolle spielen, nicht geeignet. Daher haben wir ein LEWS entwickelt, das die Lücke zwischen lokalen und regionalen Systemen schließt. Es bietet eine hohe räumliche und zeitliche Auflösung und kann ein ganzes Stadtviertel überwachen, auch wenn die genaue Lokation des Ereignisses nicht vorhersagbar ist. Das System soll im Idealfall zuverlässige standortspezifische Frühwarnungen liefern können, ohne zuvor zu wissen, wo ein Ereignis auftreten wird. Bestehende Monitoring-Technologien, wie satelliten- oder bodengestütztes D-InSAR, Laserscanning und Drohnenfotogrammetrie, können dies nicht erreichen, da sie nicht die erforderliche zeitliche und räumliche Auflösung haben, bei schlechtem Wetter nicht zuverlässig genug sind, zu komplex in der Bedienung/Auswertung und im Regelfall zu teuer sind.

Daher wurde basierend auf Internet-of-Things Technologien, wie dem reichweitenstarken und energieeffizienten LoRa® Datenfunk und günstiger MEMS (Micro-Electro-Mechanical-Systems) Sensorik ein neues drahtloses Geosensornetzwerk konzipiert, welches vergleichbar kostengünstig umsetzbar ist und so eine höhere räumliche Dichte der Beobachtungen bei gleichem Kapitaleinsatz ermöglicht. Um die Reproduktion des Systems durch Dritte zu ermöglichen, wird es als Open-Source Projekt entwickelt. So kamen z.B. wann immer möglich einfach erhältliche Komponenten bzw. Materialien sowie im 3D-Druck-Verfahren erzeugte Bauteile zum Einsatz. Das neue Geosensornetzwerk kann dabei mit anderen etablierten Messsystemen erweitert bzw. ergänzt werden.

Innerhalb der Projektgebietes wurde die räumliche Dichte der Sensoren generell in Abhängigkeit des vorliegenden Hangbewegungs-Risikos variiert. Dieser Ansatz verbessert das Nutzen-Kosten-Verhältnis des Systems, da in Gebieten mit geringem Risiko weniger Sensoren installiert werden müssen und die Dichte in Gebieten mit hohem Risiko erhöht werden kann. Daher sollte vor der Planung solcher Systeme eine zumindest qualitative Risikobewertung durchgeführt werden, um ein erfolgreiches und effektives System zu gewährleisten.

Das LEWS besteht hauptsächlich aus Deformationsmesssystemen, die an der Oberfläche (z. B. an vorhandener Infrastruktur), im flachen Untergrund bis etwa 5 m Tiefe (z. B. Neigungsgeber in Kleinbohrungen (1,25 Zoll) sowie horizontal in Gräben verlegten Sensorkabeln) und an einigen Punkten im tieferen Untergrund in Bohrungen (bis 50 m Tiefe) installiert sind (Abbildung 2-1). Das System basiert auf folgenden Sensoren/Messgeräten:

- Horizontalmesslinien für Scherdeformation (Continuous Shear Monitor CSM; Singer 2019) und Extension (Extensometer EXT)
- Verschiedene Messungen in Bohrungen (Piezometer, Extensometer und vertikale CSM)
- Kabellose LoRa-Sensorknoten (Long Range, Punktmessungen, an Infrastruktur und im flachen Untergrund, Abbildung 2-2)

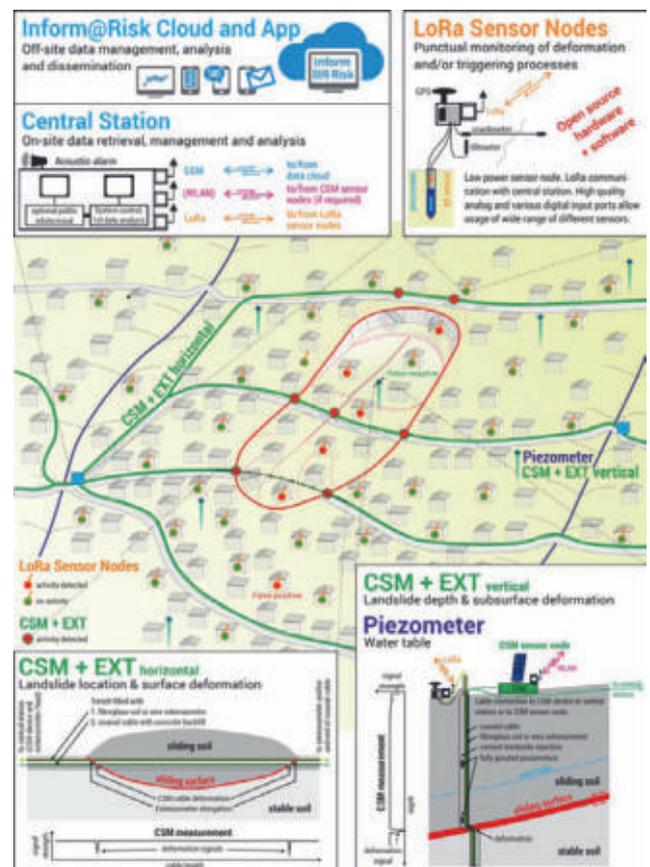


Abbildung 2-1: Schematische Darstellung des Inform@Risk Monitoring Systems. Daten der CSM- und Extensometer-Systeme (unten) sowie der LoRa Knoten (oben rechts) werden in der Inform@Risk cloud gespeichert und in einer App dargestellt (oben links) (Gamperl et al 2021, aus Thuro et al 2020).

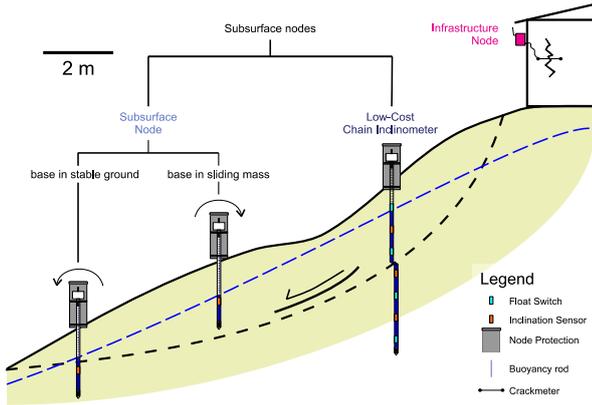


Abbildung 2-2: Messkonzept für den Infrastrukturknoten, Bodensonde und Low-Cost Inklinometer (Gamperl et al 2021).

Dabei liefern die CSM/EXT-Messlinien kontinuierliche Messwerte quer entlang des Hangs. Sie werden im Idealfall entlang von Straßen oder Wegen eingebaut, was die Installation vereinfacht. Die Lücken zwischen diesen Messlinien werden durch die Sensorknoten ausgefüllt. Dadurch können auch in diesen Bereichen einfache oberflächliche Neigungs- und Deformationsmessungen durchgeführt werden.

Die Daten, die per LoRa® Datenfunk (Geosensornetzwerk) bzw. per Kabel gesendet werden (CSM-Linien) werden von mehreren Gateways empfangen, um Redundanz zu erzeugen. Die Daten werden anschließend auf einen Server geladen, auf dem weitere Datenanalyse- und Visualisierungsschritte erfolgen (Abbildung 2-3). Die Daten können schließlich auf einer Datenmanagementplattform (AlpGeorisk ONLINE) und auf einer Smartphone-App (Inform@Risk App) visualisiert werden.

3 Ergebnisse

3.1 Einbau des Messsystems

Basierend auf den beschriebenen Konzepten wurde ein Frühwarnsystem von März bis August 2022 im Testareal Bello Oriente in Medellín, Kolumbien eingebaut. Dabei wurden 115 Sensorknoten, 1 km horizontale CSM- und Extensometerkabel, sowie drei Gateways eingebaut. Zudem wurden in die vier Erkundungsbohrungen parallel Inklinometer, CSM, Extensometer und Piezometer installiert (Werthmann et al 2023). Eine Karte der eingebauten Sensoren ist in Abbildung 3-1 dargestellt.

Für den Einbau wurde eine lokale Baufirma engagiert, die für die Erdarbeiten für die Schächte und Kabelgräben zuständig war. Als Auflage für die Firma wurde vereinbart, dass Bewohner aus der Community als Arbeiter angestellt werden. Dies sollte eine tiefere soziale Verankerung des technischen Systems in der Bevölkerung erzielen.

3.2 Erste Messdaten

Seit Herbst 2022 ist das Messsystem in Betrieb und liefert ohne größere Ausfälle Sensordaten. Dabei fallen ca. 50.000 Datenpunkte pro Tag und mehrere GB an Messdaten pro Monat an.

Erste Messreihen zeigen, dass die eingebauten (kostengünstigen) Sensoren eine ausreichende Präzision liefern können. Signale, die außerhalb der i.d.R. temperaturbedingten Tagesgänge liegen sind leicht zu identifizieren und liefern robuste Informationen über Deformationen.

Eine kleinere Rutschung im Projektgebiet Ende 2022 konnte nach den initialen Bewegungen nachträglich instrumentiert werden. Hier können nun die weiteren Deformationen aufgezeichnet und das Verhalten der Sensorknoten beobachtet werden.

Eine generelle Überwachung aller Sensorknoten kann aufgrund der Menge der Daten nicht manuell erfolgen, sondern muss über automatische Methoden funktionieren. Zudem reicht es nicht aus, einfache Schwellenwerte zu definieren, sondern es müssen Methoden angewendet werden, die Informatio-

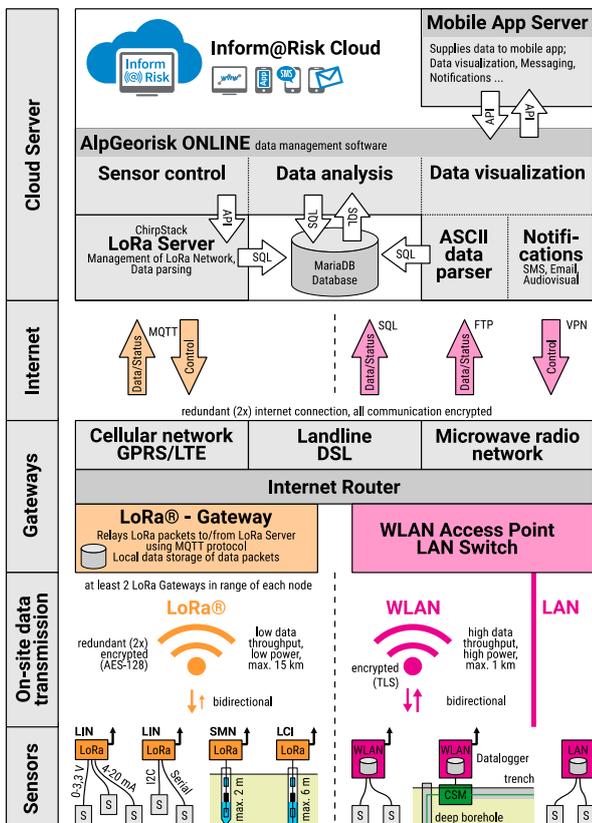


Abbildung 2-3: Datenprozessierung für das LEWS (Gamperl et al 2021).

nen aus mehreren Sensoren und Sensortypen kombinieren, um eine ganzheitliche Information über die Situation zu erhalten. Wie in Abbildung 2-1 dargestellt, soll eine automatisierte Warnung z.B. nur dann erfolgen, wenn mehrere nahe beieinander liegende Sensoren plausible, miteinander korrelierbare Informationen zeigen, da bei einzelnen Sensoren auch andere Gründe, wie bewusste oder unbewusste menschliche Beeinflussung vorliegen können.

werden. Die Firmware für die Sensorknoten wiederum ist auf GitHub gehostet: <https://github.com/moritzgamperl/informrisk-lora-node>

Unser Ziel ist, mit diesen Webseiten eine offene Plattform zu schaffen, auf der sich Interessierte beteiligen und aktiv an der weiteren Forschung teilnehmen können.

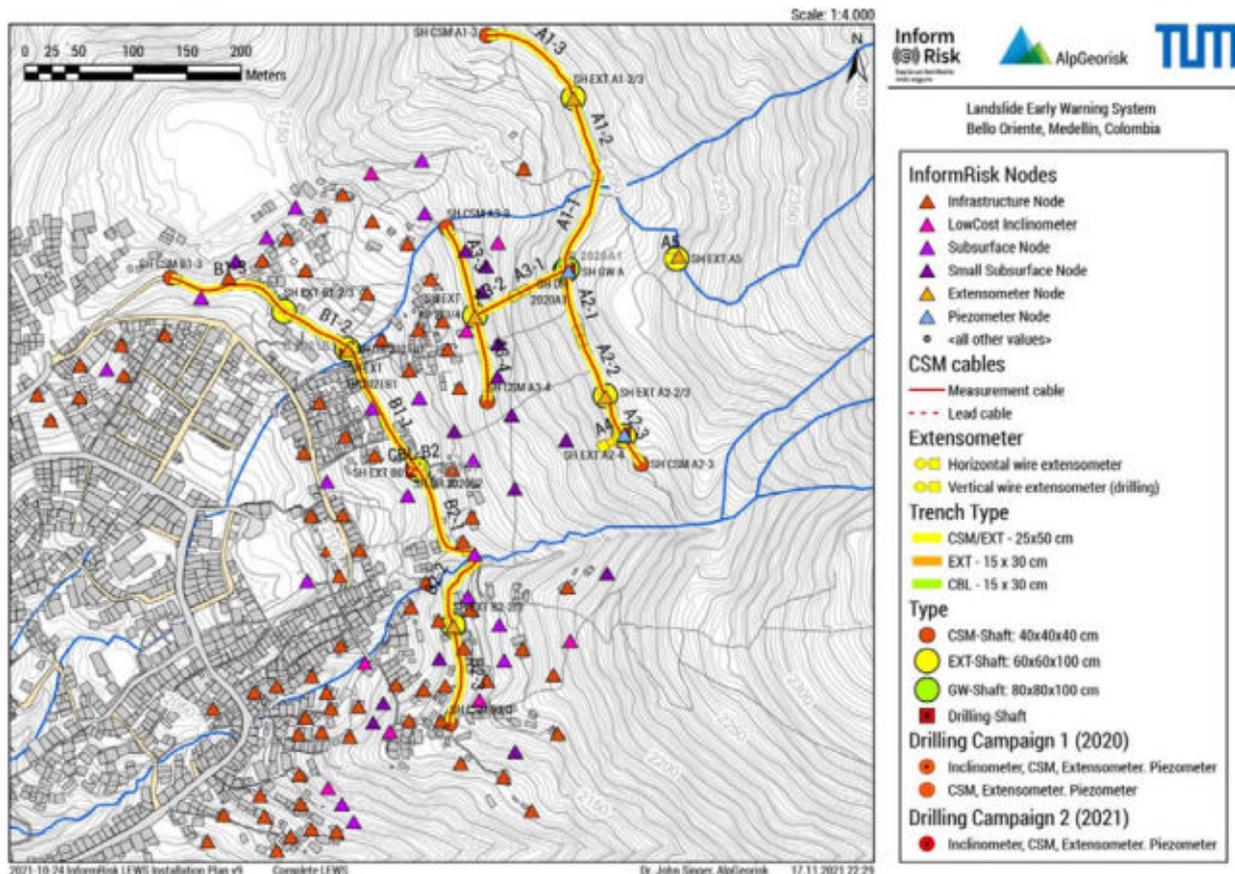


Abbildung 3-1: Karte des in Bello Oriente installierten Messsystems für das Frühwarnsystem (Gamperl et al. 2023).

4 Ausblick & Reproduzierbarkeit

Die vorgestellten Messsysteme sind (exklusive des bereits bestehenden CSM-Systems) als open-source-Lösungen konzipiert, sowohl hinsichtlich der Hardware als auch der Software. Dies soll einem möglichst einfachen Nachbau und Verbesserungen ermöglichen, so dass im Idealfall Communities in benachteiligten Regionen überall auf der Welt von diesen Technologien profitieren können.

Die Daten sind gesammelt auf einer wiki-Homepage zu finden: www.informrisk.com, auf der detaillierte Beschreibungen, Materiallisten, und Einbauanleitungen in aktuell drei Sprachen zur Verfügung gestellt

Literaturverzeichnis

Alexander, D. (1989). *Urban landslides*. Progress in Physical Geography: Earth and Environment. 13, 157–189. doi:10.1177/030913338901300201.

Breuninger, T., Menschik, B., Demharter, A., Gamperl, M., Thuro, K. (2021). *Investigation of Critical Geotechnical, Petrological and Mineralogical Parameters for Landslides in Deeply Weathered Dunite Rock (Medellin, Colombia)*. Int. J. Environ. Res. Public Health 18.

Gamperl, M., Singer, J., Thuro, K. (2021). *Internet of Things Geosensor Network for Cost-Effective Landslide Early Warning Systems*. Sensors 21, 2609. <https://doi.org/10.3390/s21082609>



Petley, D.N. (2009). *On the impact of urban landslides*. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications. 22, 83–99. doi:10.1144/EGSP22.6.

Singer, J. (2019). Monitoring von Hangbewegungen mit dem Continuous Shear Monitor (CSM) - Anwendungsbeispiele. Tagungsband zu den Fachsektionstagen Geotechnik; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ed.; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.: Würzburg. pp. 42–46.

Thuro, K.; Singer, J.; Festl, J.; Wunderlich, T.; Wasmeier, P.; Reith, C.; Heunecke, O.; Glabsch, J.; Schuhbäck, S. (2010). *New landslide monitoring techniques – developments and experiences of the alpEWAS project*. Journal of Applied Geodesy. 4, 69–90. doi:10.1515/jag.2010.008.

Thuro, K.; Singer, J.; Menschik, B.; Breuninger, T.; Gamperl, M. (2020). *Development of a Landslide Early Warning System in informal settlements in Medellín, Colombia*. Geomechanics and Tunnelling. 13, 103–115. doi:10.1002/geot.201900071.

Werthmann, C.; Echeverri, A.; Elvira Vélez, A. (2012) *Rehabitar La Ladera: Shifting Ground*. Research Report, Universidad EAFIT, Medellín.

Werthmann, C., Sapena, M., Kühnl, M., Singer, J., Garcia, C., Menschik, B., Schäfer, H., Schröck, S., Seiler, L., Thuro, K., Taubenböck, H. (2023). *In-form@Risk. The Development of a Prototype for an Integrated Landslide Early Warning System in an Informal Settlement: the Case of Bello Oriente in Medellín, Colombia*. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss. [preprint], <https://doi.org/10.5194/nhess-2023-53>.





Begutachtung von flexiblen Sicherungsbauwerken: Systematische Herangehensweise für die Bewertung der Bauteile und Baugruppen nach der „Life Cycle Methode“

Dipl. Geol. Eberhard Gröner, Geobrugg AG, Romanshorn (Schweiz)

Alexander Bittendorfer, Geobrugg AG, Romanshorn, (Schweiz)

Mag. Hannes Salzmann, Free Fall Geotechnical Engineering ZT GmbH, Dornbirn, (Österreich)

In den letzten 50 Jahren haben sich flexible Sicherungsbauwerke, bestehend aus z.B. Stahlstützen, Litzendrahtseilen, Netzen und Bremsen als effektiver und wirtschaftlicher Schutz vor Steinschlag, Murgängen, Lawinen im Anrißgebiet und flexible Netzabdeckungen zum Schutz vor Steinschlag und Böschungsinstabilität etabliert. Ihre Zuverlässigkeit hat sich durch standardisierte Prüfverfahren und verbesserte Baumethoden deutlich erhöht (BAFU 2001/2006).

Im deutschsprachigen Raum kann bei den genannten Sicherungsbauwerken von einer Länge von deutlich mehr als 3.000 km, und bei den Netzabdeckungen von mehreren Millionen

Quadratmetern ausgegangen werden. Auch wenn die Bauwerke oft schon älter sind, erfüllen sie eine Schutzfunktion und sind, bewusst oder unbewusst, Bestandteil der Gefahrenabwehr.

Die flexiblen Sicherungsbauwerke werden vielfach in einem Bauwerkskataster geführt und im Rahmen eines Erhaltungskonzepts regelmäßig begutachtet (Amt für Wald und Naturgefahren Graubünden 2018). Bei den Begutachtungen hat sich gezeigt, dass die rein optische Beurteilung der Bauteile auf ihre Funktionstauglichkeit nicht immer einfach ist, (Margreth 2003). Die Themen Gebrauchstauglichkeit und Restnutzungsdauer der Bauteile und Sicherungsbauwerke rückt immer mehr in den Vordergrund.

Auf Grundlage der Definition des Schutzzieles haben wir die Einteilung in Linien- und Flächenpriorität entwickelt. Dadurch kann die Beurteilung der Bauteile und eine Priorisierung in Baugruppen gemacht werden. So kann eine bessere Aussage, ob einzelne Bauteile oder ganze Baugruppen ausgetauscht werden müssen, gemacht werden. Betroffene Bauteile können gezielt auf ihre Tragfähigkeit und ihren Schutz vor Korrosion im Labor überprüft. So können Aussagen über die zu erwartende Restnutzungsdauer getroffen werden.

In unserem Vortrag zeigen wir wie mit diesen Methoden eine Aussage zur Funktionstauglichkeit und Restnutzungsdauer im Rahmen des «Life Cycle Management» getroffen werden kann.

1 Einleitung

Als Systementwickler und Hersteller von flexiblen Sicherungsbauwerken gibt es seit der Einführung der ersten getesteten Steinschlagschutzsysteme in den 1980er Jahren immer wieder Anfragen für eine genauere Begutachtung der von uns hergestellten und gelieferten Systeme. Aufgrund der zuerst geringen Energieaufnahmekapazität von maximal 300 kJ hat sich das anfangs auf Schäden durch die Unterdimensionierung der Systeme bezüglich der effektiven Einwirkung bezogen, sowie Normbauteile wie Schäkel und Drahtseilklemmen mit einem geringeren Schutz vor Korrosion. Über die Jahre wurden die Systeme weiter entwickelt bis zu einer Energieaufnahmefähigkeit von 10'000 kJ.

Mittlerweile kommen die älteren Systeme aufgrund des Verbrauchs des Korrosionsschutzes näher an das Ende ihrer Lebens- / Nutzungsdauer. Je nach

Korrosivität der Umgebung und Art des Korrosionsschutzes können lokal früher oder später optische Auffälligkeiten durch Rotrost auftreten.

Unsere Betrachtung in dieser Publikation bezieht sich auf die Abschätzung und Ermittlung der zu erwartenden Restnutzungsdauer von verschiedenen Installationen unter verschiedenen Korrosivitätsbedingungen. Es wird ein Projekt mit Übernetzungen anonymisiert vorgestellt. Die Sicherungsmaßnahme wurde vor 21 Jahren installiert.

Für die Eigentümer von Sicherungsbauwerken kann es relevant sein, wie lange ein Sicherungsbauwerk seine Funktion erfüllen kann und wann einzelne Bauteile oder Baugruppen ausgetauscht werden müssen. Entsprechend können Gelder in den Haushalt eingestellt werden.

Unser Versuch diese Informationen in einer Lebenszyklusbetrachtung darzustellen, soll eine Diskussion für eine systematische Betrachtung des Lebenszyklus anregen.

2 Bauwerksinspektion mit den Erfahrungen des Systemherstellers

Der Nutzen der flexiblen Sicherungssysteme ist, dass z.B. der Steinschlag über die Verformung von Bremsen und durch die Systemauslenkung gestoppt wird. So können große Energien aufgenommen werden. Je nach Energieeintrag in die Systeme müssen mehr oder weniger Bauteile ausgetauscht werden, oder es entstehen sogar Schäden durch unplanmäßige Belastungen und Überlastung (Tabelle 1).

Im Rahmen unserer Unterstützung und zur wieder Ertüchtigung der Systeme waren und sind wir dann vor Ort. Zum einen hat das geholfen die Systeme weiterzuentwickeln und zu verbessern. Zum anderen konnte vor allem bei Überlastfällen festgestellt werden, dass die verschiedenen Bauteile, je nach Tref ferort, eine unterschiedliche Relevanz für das Versagen von Baugruppen, oder gar des Gesamtsystems haben. So hat sich die Erfahrung entwickelt die Bauteile aus einem anderen Blickwinkel zu betrachten, die wir meinen aus Herstellersicht möglich ist. Diese Sichtweise lehren wir seit 2020 in unseren Schulungen im Rahmen des „CONSIS – Betrieb, Inspektion und Unterhalt von flexiblen Sicherungsbauwerken“ und besprechen diese mit Expert:innen. Die Rückmeldung war, dass diese Herangehensweise zur Beurteilung von flexiblen Sicherungsbauwerken eine große Relevanz hat.

Hauptgruppen:
Bemessungsereignisse / planmäßige Lasten
Erscheinungen durch Korrosion
Außerplanmäßige Lasten durch Überlast, Murgang, Baumschlag, Schneelasten und außerhalb der Zulassung
Untergruppen:
Falsche Montage und Vandalismus
Vegetation
Instabiler Baugrund im Verbauungsgebiet wie Hangbewegungen und (Gross-) Rutschungen

Tabelle 1 gibt einen Überblick über die verschiedenen Bereiche, die bei einer Begutachtung Anwendung finden. Es wird in drei Haupt- und drei Untergruppen unterschieden.

2.1 Schutzziel und Relevanz der Bauteile

Das Schutzziel wird üblicherweise allgemein und übergeordnet vom Bauherrn für eine Region / einen Zuständigkeitsbereich, oder projektspezifisch, definiert und hängt von vielen Faktoren ab. In diese Diskussionen und Festlegungen sind wir nur sehr selten eingebunden.

Für unsere Betrachtung im Rahmen von Bauwerksinspektionen und zur Diskussion mit zuständigen Personen und Stellen haben wir das Ziel so definiert, dass Bauteile und Baugruppen versagen. Dabei ist das Schutzziel, dass bei einem Bemessungsereignis das zu schützende Objekt „unbeeinflusst“ bleibt. Hierbei wurden die Erfahrungen aus den Begehungen bei Ereignissen betrachtet und berücksichtigt. Diese Herangehensweise für flexible Sicherungsbauwerke wird im Rahmen des CONIS Kurses mit Expert:innen betrachtet und diskutiert. Grundsätzlich findet dies Zustimmung, da nicht alle Bauteile, die optisch auffällig sind, zu einem erhöhten Risiko bzw. zu einer Nichterreichung des Schutzzieles führen.

Es hat sich auch gezeigt, dass das Schutzziel unterschiedlich ausgelegt wird. So werden von den Bauherren teilweise Bauwerke mit einer niedrigeren Energieaufnahmekapazität verbaut und so bewusst ein höheres Restrisiko in Kauf genommen. Dies bedarf einer eindeutigen Kommunikation gegenüber der Öffentlichkeit durch die zuständigen Stellen. Besonders bei Überlastfällen, d.h. Ereignissen die eindeutig über der Bemessungsenergie waren, ist die teilweise Erfüllung des Schutzzieles schon ein Erfolg. Beides zeigt die Spannweite in einer hier nicht geführten Diskussion zum Thema Restrisiko.

3 Nutzungsdauer eines Bauteils

Die Lebensdauer eines Bauteils wird einerseits durch die Schadenergebnisse, die die Funktionstüchtigkeit eines Elements beeinträchtigen können, und andererseits durch Korrosion, die sich auf die Tragfähigkeit eines Elements auswirkt, beeinflusst. Die EN ISO 14713-1 teilt die Umgebungsbedingungen in 6 Korrosivitätskategorien für die Atmosphäre und Kategorien für Wasser und Erdreich ein (Tabelle 2). Entsprechend ist in Abhängigkeit des Beschichtungssystems die Schutzdauer verschieden.

Korrosivitätskategorien für atmosphärische Umgebungsbedingungen (EN ISO 14713-1)		
C1	unbedeutend	< 0.7 g/m ² /a
C2	gering	> 0.7-5 g/m ² /a
C3	mäßig	> 5-15 g/m ² /a
C4	stark	> 15-30 g/m ² /a
C5	sehr stark	> 30-60 g/m ² /a
CX	sehr stark	> 60-180 g/m ² /a
Kategorien für Wasser und Erdreich (EN ISO 12944-2)		
Im1	Süßwasser	k.A.
Im2	Salz- oder Brackwasser	k.A.
Im3	Erdreich	k.A.

Tabelle 2: Einteilung in atmosphärische Korrosivitätskategorien nach EN ISO 14713-1 mit Angaben zum Abtrag der metallischen Korrosionsschutzschicht für Zink in g/m²/Jahr (a) (oben) sowie Wasser und Erdreich (unten) ohne Angaben zum Abtrag.



Wenn ein Systemelement nicht mehr voll funktionsfähig ist, muss es in der Regel ausgetauscht werden. Der genaue Austauschzeitpunkt für ein Bauteil müsste für jedes einzeln bestimmt werden. Wenn ein Bauteil aufgrund von Korrosion an Tragfähigkeit verliert, hängt seine Lebensdauer vom ausgewählten Sicherheitsfaktor, dargestellt mit der gelb gestrichelten Linie in Abbildung 1, ab. Wenn der Verlust der Tragfähigkeit (dünnerer Metallquerschnitt = geringere Bruchfestigkeit) das Element unsicher macht (rot gestrichelte Linie), muss es ausgetauscht werden. Auch eine Kombination aus Korrosion und Ereignissen ist möglich, wenn Dieses auch den Korrosionsschutz beschädigt.

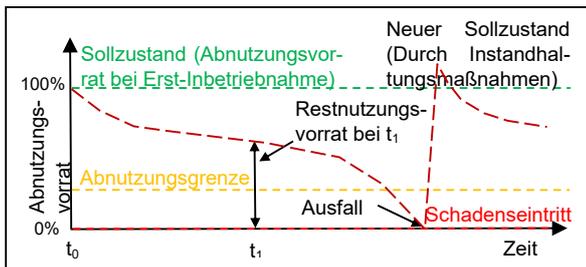


Abbildung 1: Modell des Abnutzungsvorrates nachgezeichnet und erweitert. Die Kurve zeigt den Abnutzungsvorrat nach Alcalde 2000.

Besondere Vorsicht ist bei Stahlbauteilen geboten, die sich teilweise in Wasser oder Erdreich befinden. Die Korrosion beschränkt sich unter solchen Bedingungen oft auf einen kleinen Teil des Bauwerks, der jedoch eine höhere Korrosionsgeschwindigkeit aufweisen kann.

Die Zusammensetzung des Wassers hat einen wesentlichen Einfluss auf die Korrosion von Stahl. Dazu kategorisiert die Norm EN ISO 12944-2 verschiedene Umgebungen (Tabelle 2). Im Erdreich ist die Korrosion abhängig von dessen Mineralstoffgehalt und von der Art dieser Mineralien, sowie von vorhandenen organischen Bestandteilen, Wasser- und Sauerstoffgehalt. Die Korrosivität von Böden wird stark vom Grad der Durchlüftung beeinflusst. Kalkhaltige und sandige Böden (vorausgesetzt, sie sind Chlorid frei) sind im Allgemeinen am wenigsten korrosiv, während Ton- und Tonmergelböden bis zu einem begrenzten Umfang zu Korrosion führen. In Moor- und Torfböden hängt das Korrosionsverhalten vom Gesamtsäuregehalt ab (Metaltec Suisse 2019).

4 Inspektion von Sicherungsbauwerken

In diesem Abschnitt wird auf die visuelle Begutachtung der Bauteile in Bezug auf deren Korrosion, einer möglichen Querschnittsverringerung und dadurch verursachten Tragfähigkeitsverlust eingegangen. Grundsätzlich muss bei einer Rotverfärbung der Bauteile geprüft und eingeschätzt werden ob und wie

stark die Korrosion ist. Als wichtiges Hilfsmittel hat sich hier eine Drahtbürste bewährt. Durch das Abbürsten kann das Grundmaterial freigelegt werden und dessen Oberflächenbeschaffenheit wird sichtbar. So lassen sich Aussagen zur Textur der Korrosionsprodukte, wie in Tabelle 3 dargestellt, machen. Es kann auch eine Aussage getroffen werden, ob es sich um einen Angriff des Grundmaterials handelt, nur die Oberfläche betroffen ist, oder es sich um Verschmutzungen oder sekundäre Korrosion handelt.

pulvrig / fein → eher geringe fortschreitende Korrosion	
Körnig → Grundmaterial noch weitgehend eben / gleichmässig	
Blättrig → Grundmaterial angegriffen und löchrig	

Tabelle 3: Beispiele für Textur Unterschiede von Rotrost Produkten und möglichen Auswirkungen auf das Grundmaterial.

Tabelle 4 zeigt die Grundlagen für eine optische Beurteilung im Allgemeinen und wie Bauteile bei den Begutachtungen erfasst und eingeordnet werden können. Wichtig ist die Einordnung im gelben Bereich. Hier muss entschieden werden, ob Schäden dokumentiert und bei der nächsten Begutachtung mögliche Veränderungen beurteilt werden, oder ob eine Laboruntersuchung durchgeführt wird. Die Laboruntersuchung kann u.a. die Bestimmung der Restzinkbeschichtung und die Prüfung der Tragfähigkeit einzelner Bauteile beinhalten.

Hierdurch kann zusätzlich Erfahrung aufgebaut werden, welche Erscheinungen noch akzeptabel sind. Nicht alle Bauteile sind für eine Laboruntersuchung geeignet. Es ist oft einfacher auffällige Bauteile präventiv auszutauschen. Handelt es sich jedoch um größere Flächen und ist der finanzielle Rahmen für z.B. einen Ersatz des Bauwerkes nicht gegeben so kann eine Aussage über die Restnutzungsdauer getroffen werden.

Bauteile sind neu, sehen neu aus, oder sind neuwertig. Es gibt keine besonderen Auffälligkeiten.
→ kein Reporting
→ keine Handlungen erforderlich

Bauteile zeigen Auffälligkeiten wie Gebrauchsspuren, Verfärbungen, Rostrost, etc. → Reporting der Auffälligkeit(en) → Grundsätzlich erfüllen die Bauteile ihre Funktion Entscheid durch den Bauwerksverantwortlichen	
a) Beurteilung der Veränderungen bei der nächsten Begutachtung	b) weitere Untersuchungen im Labor zur besseren Einschätzung
Bauteile sind auffallend geschädigt. Rostrost der abblättert, Materialquerschnitt verringert, Risse in Schweißnähten und Stahlbauteilen, etc. Um einen Ausfall der Bauteile zu vermeiden sind diese umgehend auszutauschen. → Zur besseren Einschätzung ist eine Verlaufsbeurteilung (Kategorie gelb) in der Dokumentation vorzunehmen	

Tabelle 4: Grundverständnis für die im CONSYS vorgeschlagene optische Beurteilung.

4.1 Linien- und Flächenpriorität

Neben der Bewertung der Bauteile an sich werden Baugruppen, als Linien- und Flächenpriorität (LP / FP), eingeführt. Mit dieser wird den Baugruppen und den darin enthaltenen Bauteilen eine unterschiedliche Bedeutung für das Versagen zugeordnet. Diese sollen zudem ein Verständnis für die Wichtigkeit einzelner Bauteile in den Baugruppen schaffen.

In diesem Sinne wird als Schutzziel davon ausgegangen, dass die Naturgefahr durch das Sicherungsbauwerk zurückgehalten wird und so keine Gefährdung für zu schützende Objekte entsteht (siehe Abschnitt 2.1). Bei der Produktentwicklung und aus Erfahrungen mit Steinschlagereignissen hat sich gezeigt, dass das Versagen bestimmter Baugruppen mehr oder weniger relevant für die Erreichung des Schutzzieles ist.

Auch bei optischen Auffälligkeiten durch Korrosionsprodukte sollen die LP / FP eine Entscheidungshilfe für das weitere Vorgehen bieten.

Tabelle 5 beschreibt die Wichtigkeit der Bauteile und Baugruppen für das Erreichen des Schutzzieles. Zudem ist die Zuordnung für ein Steinschlagschutzsystem farblich dargestellt.

Linienpriorität	Das Versagen / Teilversagen von Bauteilen in Baugruppen bedeutet nicht zwangsläufig das Versagen des Gesamtsystems
1: "extrem wichtig"	Beim Versagen der Bauteile ist das Bauwerk nicht mehr wirksam. Das Schutzziel wird ggf. nicht erreicht.
2: "wichtig"	Beim Versagen der Bauteile ist das Bauwerk bedingt wirksam. Je nach Belastungs- und Treffersituation kann das Schutzziel erreicht werden.

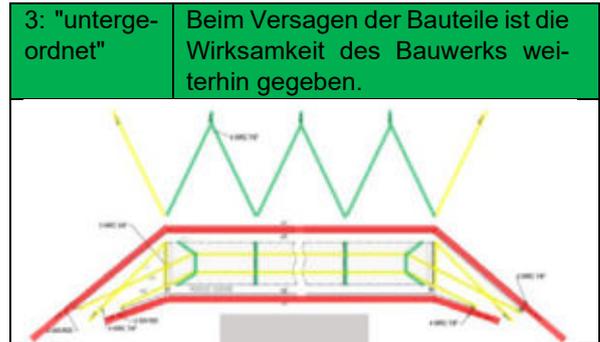


Tabelle 5: Darstellung des Baugruppenprinzips in der Linienpriorität (LP). Die Farben rot, gelb und grün sollen deren Bedeutung für deren Wichtigkeit für ein Systemversagen darstellen (Details siehe Text).

Die Abbildungen 2 und 3 zeigen, dass trotz versagter Bauteile / Baugruppen das Schutzziel erreicht werden konnte.



Abbildung 2: Versagen einer Stütze durch Steinerschlag. Das Schutzziel wurde trotzdem erreicht.



Abbildung 3: Versagen eines Betonfundamentes. Das Schutzziel wurde trotzdem erreicht.

5 Bestimmung der Korrosivität und mögliche Ursachen

An Materialproben kann die effektive Korrosivität bestimmt, bzw. die Ursache für den Korrosionsangriff analysiert werden. Hierfür können z.B. Draht- als auch Bodenproben zur Untersuchung verwendet werden. Neben der Ermittlung der Restzinkbeschichtung kann eine Röntgenanalyse (EDX) gemacht werden. Hierbei werden die Korrosionsprodukte untersucht und deren Elemente ermittelt. Daraus kann abgeleitet werden, welche Stoffe beteiligt waren und um welche Umwelteinflüsse es sich handeln könnte.



Hierfür werden korrodierte, weniger und nicht korrodierte Drähte benötigt. Zusätzlich ist eine Dokumentation mit Fotos wichtig. Anhand von Bodenproben kann das Labor prüfen, ob z.B. Schwefel oder andere Stoffe im Boden vorhanden sind und den pH-Wert messen. Eine Beschreibung der Geologie ist ebenfalls sinnvoll und ob es Veränderungen gibt, die mit korrodierten Bereichen korrelieren.

Messungen des pH-Wertes im Oberflächenwasser sind sinnvoll und können vor Ort durchgeführt werden.

5.1 Zu erwartende Nutzungsdauer und Korrosionssensor

Eine Messung der atmosphärische Umgebungsbedingungen ist möglich. Seit ca. 4 Jahren gibt es einen Korrosionssensor der über das Geobrugge GUARD Fernüberwachungssystem, montiert am Seil von flexiblen Sicherungsbauwerken, die Korrosivität der atmosphärischen Umgebung misst. So kann überprüft werden ob die theoretische Nutzungsdauer aus den Normen mit der vor Ort übereinstimmt. Werden Messungen im Vorfeld der Baumaßnahme gemacht kann der Korrosionsschutz auf die Verhältnisse vor Ort angepasst werden.

Abbildung 4 zeigt einen Ausschnitt aus dem GUARD Dashboard mit den Angaben zur Korrosivität und der Einordnung in die Korrosivitätsklassen (EN ISO 14713-1).

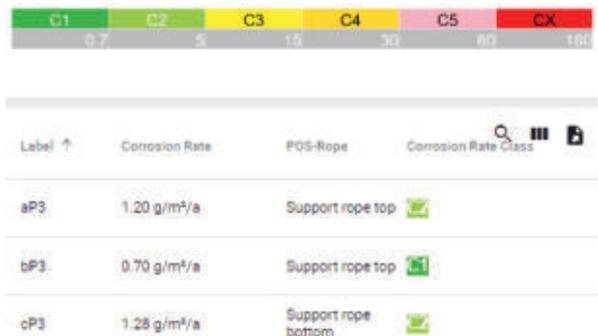


Abbildung 4: Ausschnitt aus dem GUARD Dashboard mit Angaben zur Korrosivität und Einordnung in die Korrosivitätsklassen in C1 bis CX.

6 Praxisbeispiel Ruhrgebiet

Hierbei handelt es sich um eine Sicherung mit dem TECCO Böschungsstabilisierungssystem. Es sind Bereiche im Lockergestein und im Fels. Im Lockergestein wurde eine Erosionsschutzmatte verlegt. Für die Begrünung wurde Humus angespritzt, auf den eine Nassansaat aufgebracht wurde. Die Installation erfolgte im Jahr 2002. Die Beprobung, zur Ermittlung der Restzinkbeschichtung, wurde in zwei unterschiedlichen Kategorien durchgeführt. "Halb eingewachsen" (HE) - "Vollständig eingewachsen" (VE).

Insgesamt wurden im Jahr 2017 (nach 15 Jahren) an 9 Stellen Proben entnommen. Es wurde an Drahtabschnitten die Restzinkbeschichtung (insgesamt 44 Drähte) nach DIN EN 10244-2 mit dem gasvolumetrischen Verfahren ermittelt.

Tabelle 6 zeigt die ermittelten Restzinkbeschichtungen in g/m² für die Drähte je Kategorien und den Mittelwert daraus in g/m² und µm.

Probe	Restzinkbeschichtung Drahtabschnitte g/m²	Mittelwerte g/m² - µm
HE1	127 / 135 / 134 / 122 / 134 / 137	∅ 131- 18.3
HE2	159 / 174 / 177 / 147 / 157 / 172	∅ 164- 22.9
HE3	162 / 162 / 172 / 157 / 172	∅ 165- 23.1
VE4	107 / 100	∅ 103- 14.4
VE5	101 / 117 / 112	∅ 110- 15.4
VE6	71 / 69 / 71 / 76 / 76 / 91	∅ 76 - 10.6
HE7	91 / 108 / 108 / 106 / 121	∅ 107- 15.0
HE8	110 / 165 / 70 / 80 / 70 / 131 / 78	∅ 101- 14.1
HE9	147 / 160 / 117 / 162	∅ 146- 20.4

Tabelle 6: Auswertung und Darstellung der ermittelten Restzinkbeschichtungen. Es wird von einer Anfangsbeschichtung von im Mittel 180 g/m², was 25.2 µm entspricht ausgegangen.

Anhand der gültigen Normen und Fachliteratur (Nünninghoff, 1987, 1998, 2003) über die Langzeiterfahrungen mit Zn/Al Beschichtungen (Galfan) kann über die Zeit von einem verlangsamten Abtrag ausgegangen werden. Die Werte dazu sind in Abbildung 5 geplottet. Es zeigt sich eine starke Streuung. Das heißt, auch innerhalb einzelner Maßnahmen ist, je nach Situation, von unterschiedlichen Abtragsraten auszugehen. Im Extremfall können unterschiedliche Korrosivitätskategorien an einer Installation vorkommen.

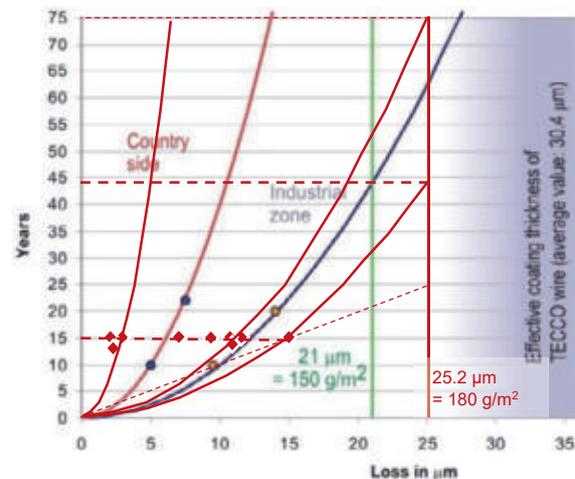


Abbildung 5: Grafische Darstellung der zu erwartenden Nutzungsdauer in Jahren (y-Achse) und der Restzinkbeschichtung nach 15 Jahren „invers“ (Rauten). Auf Grundlage der Literatur (Kreise) beziehungsweise auf Nünninghoff, 2003 wurde der Abtragverlauf extrapoliert. 8 Proben zeigen eine zu erwartende

Nutzungsdauer von grösser 50 Jahren. Eine Probe liegt bei ca. 40 Jahren.

7 Einordnung in eine Lebenszyklus-Betrachtung

Das Life-Cycle-Management betrachtet den gesamten Lebenszyklus der Bauwerke von der Planung (BOL), über den Betrieb (MOL), bis zum Rückbau (EOL) (Abbildung 6).

In den beschriebenen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass bei der Planung (BOL) über die Bestimmung der Korrosivitätskategorie die Nutzungsdauer positiv beeinflusst werden kann. Bei aggressiverer Umgebung kann ein verbesserter Korrosionsschutz verwendet werden.

Im Betrieb der Bauwerke (MOL) kann die Nutzungsdauer durch regelmäßige Inspektionen und eine Priorisierung der Baugruppen verbessert werden. Um dies jedoch sinnvoll umzusetzen und einschätzen zu können, empfehlen wir Schulungen, wie z.B. den CONSIS Kurs.

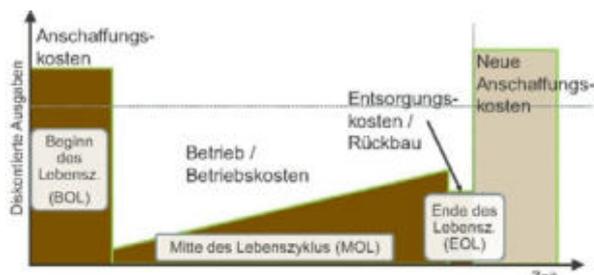


Abbildung 6: Darstellung des Life-Cycle-Costing (LCC). Es werden nur die Kosten betrachtet und eingeteilt in den Beginn, die Mitte und das Ende des Lebenszyklus. Dies entspricht den Anschaffungs-, Betriebs- und Entsorgungskosten (Bode M. et. al, 2011).

Die Korrosivität kann innerhalb einer Baumaßnahme / Verbauung lokal verschieden sein. Durch Inspektionen kann dies erkannt werden. Es empfiehlt sich dann den Verlauf zu dokumentieren, oder Proben für Laboruntersuchungen zu entnehmen. So kann eine bessere Aussage über den Zeitpunkt und die Notwendigkeit für einen Austausch gemacht werden.

Alle Bestrebungen sollen dazu dienen den Betrieb (MOL) der Bauwerke zu verlängern und die Sicherheit auf einem gleichbleibend hohen Niveau zu halten.

Durch die Verlängerung der Nutzungsdauer ist von einer deutlichen Reduktion der Anschaffungskosten je Jahr auszugehen. Dies reduziert auch den zusätzlichen Ausstoß von z.B. klimaschädlichen Gasen.

Literaturverzeichnis

- Alcalde Rasch, A. (2000). *Erfolgspotential Instandhaltung: Theoretische Untersuchung und Entwurf eines ganzheitlichen Instandhaltungsmanagements*. Berlin: Erich Schmidt Verlag
- Amt für Wald und Naturgefahren Graubünden (2018). *Handbuch Schutzbautenkontrolle*. www.gr.ch
- BAFU (2001) & Ergänzungen (2006). *Richtlinie über die Typenprüfung von Schutznetzen gegen Steinschlag*. Bundesamt für Umwelt, Bern
- Baumann R. (2018). *Grundlagen für die Qualitätssicherung von Steinschlagschutznetzen und deren Foundation. Anleitung für die Praxis*. Bundesamt für Umwelt, Bern. Umwelt-Wissen Nr. 1805
- Bode, M.; Bünting, F.; Geißdörfer, K. (2011). *Rechenbuch der Lebenszykluskosten*. Frankfurt
- DIN EN 10244-2 (2009). *Stahldraht und Drahtzeugnisse – Überzüge aus Nichteisenmetall auf Stahldraht – Teil 2: Überzüge aus Zink oder Zinklegerungen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V
- DIN Taschenbuch 286 (1998). *Korrosionsschutz von Stahl durch Beschichtungen und Überzüge 4; DIN EN ISO 12944-1 bis DIN EN ISO 12944-8*. Beuth
- EN ISO 14731-1 (2009) *Zinküberzüge - Leitfäden und Empfehlungen zum Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion - Teil 1: Allgemeine Konstruktionsgrundsätze und Korrosionsbeständigkeit (ISO 14713-1:2009)*. Brüssel
- Gröner E.; Roduner, A. (2013). *Zu erwartende Nutzungsdauer von „Steinschlagschutznetzen“: Korrosionsschutz, Langzeitverhalten, Perspektiven*. Mainz: Weiterbildungsseminar der Forschungsstelle Rutschungen
- Gröner E.; Roduner, A. (2018). *Langzeiterfahrungen von Böschungsstabilisierungen mit hochfesten Drahtgeflechten*. Mainz: Weiterbildungsseminar der Forschungsstelle Rutschungen
- Krauter, E.; Scholz, W. (1996). *Langzeitverhalten von Schutznetzverhängungen gegen Steinschlag*. Geotechnik 19, Nr. 2
- Margreth (2003). *Überwachung und Unterhalt im Lawinenverbau., Unterhalt und Überwachung von Massnahmen*. FAN Herbstkurs 2003
- Metaltec Suisse Merkblatt TK 003 Ausgabe 2 (2019). *Feuerverzinken und Duplex-Systeme*. Thun
- Nünninghoff, R.; Sczepanski, K. (1987). *Galfan – ein neuartiger, verbesserter Korrosionsschutz für Stahldraht*. Bamberg: Draht 38, No. 1&2
- Nünninghoff R. (1998). *Vergleichende Korrosionskurzzeit-Tests an feuerverzinkten und galfan-verzinkten Stahldrähten*; Bergische Universität Wuppertal
- Nünninghoff, R. (2003). *Long-term experience with Galfan*. Bamberg: Wire 3/2003



Verklebungen im Spezialtiefbau – Erfahrungen und Einschätzungen

M.Sc. Lukas Prediger, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

Der Beitrag soll an einigen Beispielen aus der Baupraxis die Probleme, Ausprägungen und Auswirkungen von Verklebungen im Spezialtiefbau sowie Lösungsansätze aufzeigen. Grundsätzlich kann mit verschiedenen Techniken auf Verklebungen, etwa beim Großdrehbohren oder Fräsen reagiert oder diesen vorgebeugt werden. Wenn bereits in der Planungsphase fundiert auf ein Verklebungspotenzial des Baugrunds hingewiesen wird, kann der Bauausführende frühzeitig geeignete Maßnahmen ergreifen und gegebenenfalls dabei helfen im Projekt Zeit und Kosten zu sparen.

1 Einleitung

Verklebungen an Abbauwerkzeugen stellen Spezialtiefbauunternehmen immer wieder vor Herausforderungen.

Resultierende Probleme wie Zeitverzögerungen und verminderte Produktionsleistung sind mangels fehlender Angaben nicht vorhersehbar und führen erst während der Ausführung zu vielfältigen Problemen. Es folgen – vermeidbare – Unstimmigkeiten zwischen den beteiligten Parteien. Einer der Gründe dürfte sein, dass in Baugrundgutachten für Projekte außerhalb des Tunnelbaus das Thema Verklebung in der Regel nicht berücksichtigt wird. Das wiederum ist wenig verwunderlich, da Normen oder Empfehlungen bezüglich der Feststellung, Bewertung und Beurteilung von Verklebungen im Spezialtiefbau bis heute nicht existieren. Ohne einen anerkannten Stand der Technik fehlt es schlicht an belastbaren Grundlagen.

Zwar gibt es bereits erste Klassifikationen zur Einschätzung von Verklebungen im Fachgebiet des Tunnelbaus, beispielsweise nach Schlick (1989) oder Hollmann & Thewes (2011). Diese basieren fast ausschließlich auf Erfahrungen aus dem Tunnelbau, in dem Verklebungen schon länger im Fokus sind.

Dass Verklebungen aber auch im Spezialtiefbau zu signifikanten Problemen führen können, wird im Folgenden anhand mehrerer Beispiele aus der Praxis aufgezeigt. Der Spezialtiefbauer ist dabei besser in der Lage als der Tunnelbauer, auf solche Probleme zu reagieren. Eine Bewertung des Verklebungspotenzials in einem frühen Projektstadium, im besten Falle bereits in der Angebotsphase, wäre für alle Projektbeteiligten von Vorteil und erlaubt außerdem eine realistische Kalkulation des Aufwands.

2 Verklebungen – Ursachen und Mechanismen

Das Vorhandensein von Adhäsion und das damit einhergehende Auftreten von Verklebungen ist von vielen Faktoren abhängig und bereits vielfach beschrieben worden (siehe unter anderem Thewes 1999, Burbaum 2009 und Hollmann & Thewes 2011). Wesentliche Baugrundeigenschaften, die das Verklebungspotenzials beeinflussen sind die Art und Anteil von Tonmineralen, Konsistenz, Plastizität und Kornverteilung, aber auch Wassergehalt und Zerfallsbeständigkeiten (InProTunnel, 2012).

Neben diesen geologischen Randbedingungen haben die während des Abbauprozesses auftretenden mechanischen Wirkmechanismen einen großen Einfluss auf das Entfalten eines Verklebungspotenzials in tatsächlich auftretende Verklebungerscheinungen. Die Wirkmechanismen können wie folgt zusammengefasst werden (Feinendegen, et al., 2010, InProTunnel 2012):

1. Belastungsart
2. Belastungsrichtung
3. Verhältnis von Adhäsionsspannung zu Widerstand im Boden

3 Ausprägung im Spezialtiefbau

Zur Verbildlichung der Auswirkungen von Verklebungerscheinungen im Spezialtiefbau wird im Folgenden von Erfahrungen aus der Praxis berichtet. Die meisten Beispiele wurden von einem Schlitzwandprojekt mit entsprechend ausgeprägten Erscheinungsbildern ausgewählt, bei welchem Tone, Schluffe sowie Ton- und Schluffsteine angetroffen wurden.

Verklebungen betreffen im Spezialtiefbau verschiedene Verfahren. Insbesondere bei Schlitzwandprojekten treten an den eingesetzten Fräsrädern immer wieder problematische Verklebungen auf. Bei Schlitzwandfräsen können die mechanischen Wirkmechanismen anschaulich aufgezeigt werden:

Durch Adhäsion zwischen Werkzeug und gelöstem Boden kommt es zu Anhaftungen an den Werkzeugoberflächen der Fräsräder, siehe Abbildung 3-1. Es folgt eine Blockade der Saugkastenöffnungen. Als Konsequenz kann gelöstes Material nicht mehr schnell genug abgesaugt werden. Kohäsion zwischen gelösten Bodenpartikel und bereits am Werkzeug haftenden Material sorgt schließlich für die Ausbildung von vollflächigen Verklebungserscheinungen.



Abbildung 3-1: völlig verklebtes Fräsrade (BAUER Spezialtiefbau)

Die Verklebungen können bis zum vollständigen Zusetzen der Schneidwerkzeuge führen. Auf dem Fräsrade bildet sich ein Belag aus, welcher die einzelnen Besätze überdeckt. Der Werkzeugbesatz kann nicht mehr effektiv in den Untergrund eindringen und somit kaum bis kein Material lösen. Eine typische Konsequenz daraus ist, dass der Anpressdruck erhöht wird, während der Vorschub aber konstant, gegebenenfalls Null bleibt. Das kann durch Auswertung von Maschinendaten deutlich gemacht werden: in Abbildung 3-2 sieht man den Fräsfortschritt (blaue Datenreihe) sowie die Auflast (orange Datenreihe) für eine Fräse gegen die Netto-Fräszeit aufgetragen. Die vertikalen Striche zeigen die Reinigungsarbeiten der Fräsräder an, für welche die Fräse aus dem Schlitz gehoben wurde. Es ist klar zu sehen, dass zwischen den Huben eine deutliche Steigerung der Auflast notwendig ist, um den Fräsfortschritt zumindest konstant halten zu können. Bei gleichbleibender Auflast (orange Datenlinie ist horizontal), sinkt der Fräsfortschritt signifikant ab. Nach dem Einheben der gesäuberten Fräse werden unmittelbar nach Beginn des Fräsvorganges die höchsten Fräsfortschritte erzielt.

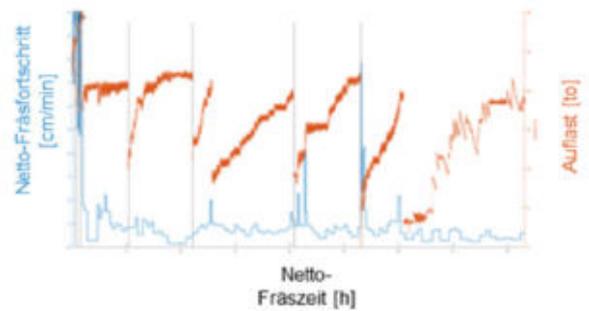


Abbildung 3-2: Fräsfortschritt und Auflast einer Schlitzwandfräse in Tonsteinen mit starken Verklebungserscheinungen (BAUER Spezialtiefbau)

Bei Kellybohrverfahren treten speziell an Kasten- oder Schneckenbohrer Verklebungserscheinungen auf. Abbildung 3-3 zeigt eine Bohrschnecke, welche verklebt ist. Das Material lässt sich durch wiederholtes schlagartiges Drehen des Werkzeuges lösen. Es fällt anschließend im Idealfall schwartenweise ab.



Abbildung 3-3: Verklebte Bohrschnecke (BAUER Spezialtiefbau)

4 Auswirkungen von Verklebungen

Verklebungserscheinungen gehen einher mit den vielfältigsten Auswirkungen auf Maschine und Leistung. Manche lassen sich sehr direkt bemerken, andere treten eher indirekt auf und werden oft nicht als eine Folge von Verklebungen wahrgenommen. Im Folgenden sollen anhand von Erfahrungen und Beispielen aus der Baupraxis die direkten als auch indirekten Konsequenzen aufgezeigt werden.

4.1 Erhöhter Zeitaufwand

Eine erweiterte Zeitaufwendung für Lösearbeiten setzt sich meist aus zwei Komponenten zusammen: (1) die verringerte Löseleistung und somit verlängerte Lösearbeiten und (2) die benötigte Zeit für zusätzlich notwendig gewordene Reinigungsarbeiten. Bei Kellybohrverfahren oder Greifern bewirken Verklebungen am Werkzeug meist geringere Aushubzeitenzunahmen. Da es sich um zyklische Verfahren handelt, kann das Werkzeug in regelmäßigen Abständen von Verklebungen befreit werden.

Die zusätzlichen Reinigungsarbeiten hingegen bewirken eine größere Störung des Bauablaufes. In der Praxis kann beispielsweise das Entleeren und Reinigen eines Kastenbohrers bis zu 30 Minuten Zeit in Anspruch nehmen. Aufgrund des Wiederholens von Bohren, Entleeren und zusätzlicher Reinigungsarbeiten summieren sich somit über die gesamten Bohrarbeiten eines Projektes signifikant die Reinigungszeiten. Für das Beispiel des verklebten Kastenbohrer bedeutet das einen Mehraufwand von 30 Minuten für jeden Bohrmeter.

Bei kontinuierlichen Verfahren wie einer Schlitzwandfräse bewirken sowohl verringerte Löseleistungen durch zugesetzte Werkzeugbesätze, als auch notwendige Reinigungsarbeiten einen gestiegenen Zeitaufwand. Dies wird bei der Betrachtung von Produktionszeiten einzelner Schlitzwandpanels verdeutlicht. Das ausgewählte Beispiel stammt von einer gefrästen Schlitzwand in Ton- und Schluffsteinen mit einer Schlitztiefe von 60 m. Während den Fräsarbeiten wurden anfangs intensive Verklebungserscheinungen, wie sie in Abbildung 3-1 zu sehen sind, beobachtet.

In Abbildung 4-1 sind die Gesamtbruttozeiten der Aushubarbeiten für zwei Panels dargestellt.

Der dunkelviolette Bereich des Zeitbalkens zeigt die kumulierten Zeiten für das Ausheben und Wiedereinsetzen der Schlitzwandfräse. Ein kompletter Hub mit Absetzen einer Schlitzwandfräse außerhalb des Schlitzes dauert bis zu 120 min. Das Zurücksetzen der Fräse auf die Aushubsole dauert etwa 15 min. Die Reinigungsarbeiten dauerten auf dieser Baustelle aufgrund der stark ausgeprägten Verklebungserscheinungen teilweise bis zu 2 Stunden. Die ange-

sammelten Reinigungszeiten sind in hellblau dargestellt. Bezogen auf die Gesamtaushubzeit eines Panels machten bei diesem Praxisbeispiel die Reinigungszeiten knapp 15 % aus. Die Reinigungsvorgänge mussten auf diesem Projekt nach wenigen Fräsmetern bereits wiederholt werden.

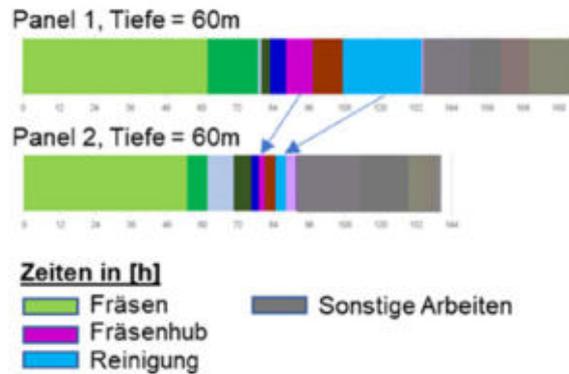


Abbildung 4-1: Bruttoaushubzeiten zweier Panels

Durch Optimierungen am Werkzeug und des Reinigungsprozesses konnten für weitere Panels die Gesamtaushubzeiten deutlich reduziert werden. Der Effekt wird beim Gegenüberstellen der Aushubzeiten deutlich und soll durch die blauen Pfeile in Abbildung 4-1 verdeutlicht werden. Die verschiedenen Ansätze werden in Kapitel 5 ausführlicher behandelt.

4.2 Qualitätseinbußen, Lärmbelästigung und indirekter Werkzeugverschleiß

Bedingt durch Verklebungen kann es zu Qualitätseinbußen am herzustellenden Produkt kommen. Im Falle einer Schlitzwand kann dies durch Anhaftungen an der Außenseite einer Fräse beginnen. Durch die verklebten Außenseiten ändern sich die geometrischen Außenabmessungen der Fräse. Insbesondere bei einseitigen Zuwächsen an Material kann es in der Folge zu Verkippungen der gesamten Fräseinheit im Schlitz kommen. Somit kann ein Abdriften der Fräse provoziert werden. Bei tiefen Schlitzten kann dies zu erheblichen Abweichungen und notwendiger Korrekturen führen, da sonst die Herstelltoleranzen negativ beeinflusst werden könnten.

Speziell im innerstädtischen Bereich sorgen verklebte Werkzeuge kontinuierlicher Verfahren für Unmut unter Anwohner*Innen: der Entleerungsvorgang durch Drehbewegungen verursacht hohe Lärmemissionen. Durch das Ab- bzw. Ausschütteln von Schnecken oder Kastenbohrer entsteht nicht nur Lärm, sondern auch eine zusätzliche Belastung für die Trägermaschinen. Der Kraftdrehkopf muss zum Lösen des Materials von oder aus dem Werkzeug



ruckartigen Drehbewegungen und Stopps ausgesetzt werden. Dies führt oftmals zu Hydraulikschäden am Kraftdrehkopf.

4.3 Erhöhte Kosten

Letzten Endes bewirken alle zuvor genannten Auswirkungen eine Kostensteigerung. Die verursachten Kosten sind dabei so vielfältig wie die Auswirkungen. Eine verringerte Produktionsleistung aufgrund von stark verklebten Fräsrädern kann einen zusätzlichen Zeit- und Kostenaufwand von mehreren Arbeitsschichten verursachen. Im bereits gezeigten Beispiel der Schlitzwand wurden anfangs, als besonders starke Verklebungserscheinungen auftraten, bis zu sieben Arbeitsschichten zusätzlich für das Fräsen eines Panels benötigt. Die Kosten infolge notwendig gewordener Um- oder Nachrüstung an Werkzeug und Reinigungskosten sind ebenso beträchtlich. Beispielsweise kostet das Umrüsten eines Fräsrades mit einem neuen Besatz ca. 100.000 €. Hinzu kommen je nach Reinigungssystem zusätzliche Kosten von bis zu 2500 € pro Arbeitstag durch zusätzliches Personal und Equipment.

5 Lösungsansätze in der Praxis

5.1 Effiziente Reinigung

Es bestehen mehrere Möglichkeiten zur Bewältigung der Auswirkungen von Verklebungen.

Der erste Ansatz ist eine effiziente Reinigung des Werkzeuges, nachdem Verklebungen aufgetreten sind. Das Ziel ist eine möglichst schnelle und gründliche Reinigung. In der Praxis werden dazu verschiedene Gerätschaften eingesetzt. Dies können bestimmte Bürstenvorrichtungen für Fräsen und Ultraschallhochdruckreiniger sein.

5.2 Werkzeugoptimierung

Eine Anpassung der Werkzeugbesätze kann ebenso eine Reduktion von Verklebungserscheinungen am Werkzeug bewirken. Im beschriebenen Beispiel der Schlitzwandbaustelle konnten durch den Wechsel des Werkzeugbesatzes die Verklebungen und infolgedessen die Reinigungsarbeiten deutlich reduziert werden. Die Wirkung ist in Abbildung 4-1 deutlich erkennbar. Das Panel 2 wurde mit einem angepassten Meißeltyp gefräst. Die Folge war ein effizienteres Lösen des Bodens bei reduzierter Verklebung. Die logische Konsequenz: Aushub- und Reinigungszeiten konnten signifikant reduziert werden.

Ein weiterer Lösungsansatz sind konstruktive Werkzeugoptimierungen, um Verklebungen bereits im Kontaktbereich Werkzeug – Baugrund zu minimieren. Ein Beispiel dafür sind die Räumleisten an den

Saugkästen von Fräseinheiten. Diese sollen das Material zwischen den einzelnen Werkzeugträgern wieder lösen und somit das Anwachsen von klebrigem Material reduzieren.

Die Entwicklung und Einführung des Silent-Bucket Kastenbohrers ist ein weiteres Beispiel für eine werksseitige Optimierung des Abbauwerkzeuges. Durch geometrische Anpassungen lässt sich verklebungsanfälliges Material deutlich einfacher aus dem Kastenbohrer lösen, intensive Drehbewegungen zum Leeren werden auf ein Minimum reduziert. Die Lärmbelastigung für die Umgebung wird dadurch ebenfalls minimiert.

5.3 Anpassung des Verfahrens

Im Spezialtiefbau können oft verschiedene Verfahren zur Herstellung eines Gründungselementes oder eines Verbaus angewandt werden. Als vorbeugende Maßnahme bei verklebungsanfälligen Baugrund kann für Schlitzwände beispielsweise ein Greifer eingesetzt werden. Aufgrund der unterschiedlichen mechanischen Wirkmechanismen (Belastungsart und Belastungsrichtung) des Lösevorganges im Vergleich zur Fräse, ist ein Greifer weit weniger anfällig für Verklebungen. Das Material wird brockenweise gelöst und weist noch einen gewissen Verband auf. Es entsteht weniger Materialoberfläche und weniger Kontakt mit der Stützsuspension.

Zwingende Voraussetzung für Greifereinsätze ist jedoch ein geeigneter Baugrund. Insbesondere bei veränderlich festen Gesteinen in Wechsellagerung mit härteren Gesteinen stößt ein reiner Greiferaushub an seine Grenzen und stellt nur bedingt eine Alternative dar.

5.4 Anpassung der Stützsuspension

Der Einsatz von Polymersuspension als Stützflüssigkeit hat in der Vergangenheit bei Projekten im Ausland deutliche Verringerungen von Verklebungen gezeigt. Besonders deutlich wurde das bei einem Schlitzwand-Projekt, welches anfänglich in den anstehenden Konglomeraten und Ton- und Schluffsteinen deutliche Verklebungserscheinungen zeigte. Bei Projektbeginn wurde mit einer Bentonitsuspension gearbeitet. Nachdem die Fräse deutliche Verklebungserscheinungen aufwies, konnte auf eine Polymer-Stützsuspension umgestellt werden. Die unmittelbare Auswirkung der geänderten Suspension auf Anhaftungen am Werkzeug ist deutlich in Abbildung 5-1 erkennbar.



Schlitzwandfräse nach Verwendung in einer Bentonit-Stützsuspension



Schlitzwandfräse nach Verwendung in einer Polymer-Stützsuspension



Abbildung 5-1: geborgene Schlitzwandfräse in gleicher Geologie und unterschiedlicher Stützsuspension. Oben: Verwendung einer Bentonit-Stützsuspension. Unten: Verwendung einer Polymer-Stützsuspension (BAUER Spezialtiefbau)

6 Fazit und Ausblick

Verklebungen sorgen auch im Spezialtiefbau immer wieder für vielfältige Probleme und deutliche Leistungseinbußen. Es muss an dieser Stelle klar gesagt werden, dass sich Verklebungen nie ganz vermeiden lassen werden. Somit wird es stets zu verklebungsbedingten Auswirkungen kommen. Jedoch benötigen ausführende Firmen, auch Spezialtiefbauer, Hinweise auf das grundlegende Verklebungspotenzial

eines Baugrundes. Nur so kann das Risiko von verklebungsbedingten Erschwernissen bei der Ausführung dem Grunde nach erkannt werden. In welcher Weise ein Verklebungspotenzial dann tatsächlich für Verklebungen sorgt, bleibt weiterhin ein nicht vorhersehbares Risiko und ist stark von den Löseverfahren abhängig.

Das Ziel sollte immer eine gute Abwicklung von Projekten gemeinsam mit allen Projektbeteiligten sein. Hierbei würde das Berücksichtigen eines Verklebungspotenzials des Baugrundes ein wichtiger Schritt in Richtung eines besseren Zusammenarbeitens bedeuten. Ausführende Firmen können vor der Ausführung ihr Know-How über den Umgang mit verklebungsanfälligen Böden nutzen, um die negativen Auswirkungen von Verklebungserscheinungen während der Ausführung zu minimieren.

Literaturverzeichnis

Schlick, G. (1989): *Adhäsion im Boden-Werkzeug-System*. – Veröffentlichungen des Instituts für Maschinenwesen im Baubetrieb, Reihe F / Heft 39, Karlsruhe.

Hollmann, F.S. & Thewes, M. (2011a): *Bewertung der Neigung zur Ausbildung von Verklebungen und zum Anfall von gelöstem Feinkorn bei Schildvortrieben im Lockergestein*. – 18. Tagung für Ingenieurgeologie und Forum für junge Ingenieurgeologen, Berlin 16.-19. März 2011, 237 – 244.

Hollmann, F.S., Thewes, M. (2011b): *Bewertung der Neigung zur Ausbildung von Verklebungen und zum Anfall von gelöstem Feinkorn bei Schildvortrieben im Festgestein*. – 18. Tagung für Ingenieurgeologie und Forum für junge Ingenieurgeologen, Berlin 16.-19. März 2011, 245-250.

Thewes, M. (1999): *Adhäsion von Tonböden beim Tunnelvortrieb mit Flüssigkeitsschilden*. Dissertation, Bergische Universität Wuppertal, Shaker Verlag.

Burbaum, U. (2009): *Adhäsion bindiger Böden an Werkstoffoberflächen von Tunnelvortriebsmaschinen*. Institut für Angewandte Geowissenschaften. Technische Universität Darmstadt.

InProTunnel (2012): *Schlussberichte zu BMBF Förderkennzeichen 03G0713 InProTunnel - Grenzflächenprozesse zwischen Mineral- und Werkzeugoberflächen - Ursachen, Probleme und Lösungsansätze am Beispiel des maschinellen Tunnelbaus im Rahmen des BMBF-Sonderprogramms GEOTECHNOLOGIEN Förderrichtlinie „Mineraloberflächen - Von atomaren Prozessen zur Geotechnik“*.

Feinendegen, M., Ziegler, M., Spagnoli, G., Azzam, R., Fernandez-Steeger, T. (2010): *Ein neues Verfahren zur Bewertung des Verklebungspotenzials beim maschinellen Tunnelvortrieb mit Erddruckschilden*. – 31. Baugrundtagung, München, 3. – 6. November 2010, S. 103-110.





Hinweise zur Versuchsdurchführung des einaxialen Druckversuchs zur Bestimmung der Druckfestigkeit, des Verformungs- und des Elastizitätsmoduls

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Burbaum, Bsc.Eng. Veit Schmitt, Msc.Eng. Lisa Klingelhöfer, Bsc.Eng. Alena Haidinger, Bsc.Eng. Daniel Hofmann, Hochschule Darmstadt, Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwesen

Der einaxiale Druckversuch als Standard-Laborversuch zur Charakterisierung von Festgesteinen enthält Empfehlungen bzgl. der zu wählenden Belastungsgeschwindigkeit. Für lastgesteuerte Versuche werden sowohl in der DIN EN 18141, Teil 1 als auch in der Empfehlung Nr. 1 des Arbeitskreises „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik Spannungsraten zwischen 2 bis 10 MPa/min empfohlen. In internationalen gebräuchlichen Standards (ISRM und ASTM) werden Spannungsraten zwischen 30 bis 60 MPa/min empfohlen.

In einem Versuchsprogramm an bisher sieben verschiedenen Gesteinsarten (Quarzit, Gabbro, Granodiorit, Sandstein, Basalt, Kalkstein, Ampibolit) wurde der Einfluss der Spannungsrate auf die Ergebnisse der einaxialen Druckfestigkeit sowie auf den Erstbelastungs- und den Elastizitätsmoduls untersucht. Dazu wurden über 340 einaxiale Druckversuche mit Spannungsraten zwischen 1 und 100 MPa/min durchgeführt.

Im Beitrag werden die Ergebnisse der Versuche vorgestellt und Schlussfolgerungen für die Durchführung einaxialer Druckversuche gegeben.

1 Einleitung

Der einaxiale Druckversuch als Standard-Laborversuch zur Charakterisierung von Festgesteinen enthält Empfehlungen bzgl. der zu wählenden Belastungsgeschwindigkeit. Für lastgesteuerte Versuche werden sowohl in der DIN EN 18141, Teil 1 als auch in der Empfehlung Nr. 1 des Arbeitskreises „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik Spannungsraten zwischen 2 bis 10 MPa/min empfohlen. In internationalen gebräuchlichen Standards (ISRM und ASTM) werden Spannungsraten zwischen 30 bis 60 MPa/min empfohlen. In Frankreich wird die „Norme Francaise“ NF P 94-420 verwendet.

Eine Übersicht über die empfohlenen Belastungsgeschwindigkeiten der verschiedenen Prüfvorschriften ist in Abbildung 1 1 dargestellt. Darin ist auch der Bereich der im Rahmen der hier berichteten Forschungsarbeit eingesetzten Belastungsgeschwindigkeiten dargestellt.

Der Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit von Festgesteinen und der Belastungsgeschwindigkeit ist generell qualitativ bekannt: bei steigender Belastungsgeschwindigkeit wird eine Zunahme der Druckfestigkeit beobachtet. Insbesondere für dynamische bzw. kurzzeitige Einwirkungen mit Belastungsgeschwindigkeiten ab etwa 1.000 MPa/s (entspricht 60.000 MPa/min) liegen zahlreiche

Untersuchungen vor. Hier wird eine exponentielle Zunahme der Festigkeit bis zum etwa fünffachen der statischen bzw. quasi-statischen Festigkeit beobachtet. Eine zusammenfassende Darstellung hier zu liefert Zhang (2014).

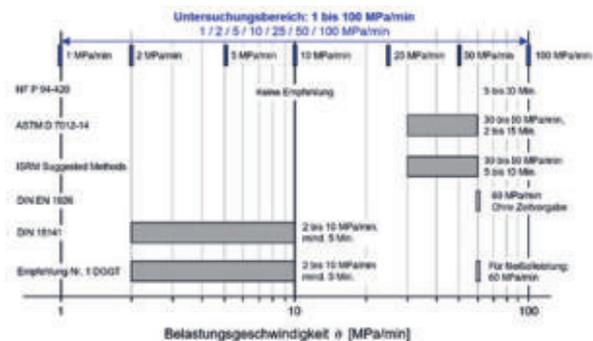


Abbildung 1-1: Empfehlungen zu Spannungsraten für lastgesteuerte Versuche nach verschiedenen Prüfvorschriften

Im Bereich der statischen oder quasi-statischen Prüfungsgeschwindigkeiten, die für die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit von Festgesteinen im Bauwesen eingesetzt werden, sind aber vergleichsweise nur wenige Untersuchungen mit wenigen Einzelversuchen durchgeführt worden. Auch die Belastungsgeschwindigkeiten sind decken nur teilweise den in den Prüfvorschriften empfohlenen Bereich der Belastungsgeschwindigkeiten ab (Abb. 1-3).

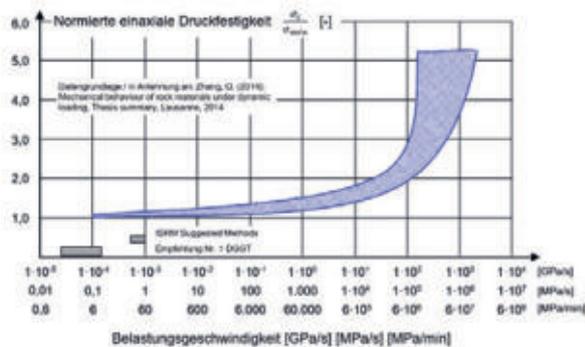


Abbildung 1-2: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit, basierend auf der Zusammenstellung von Daten in Zhang (2014)

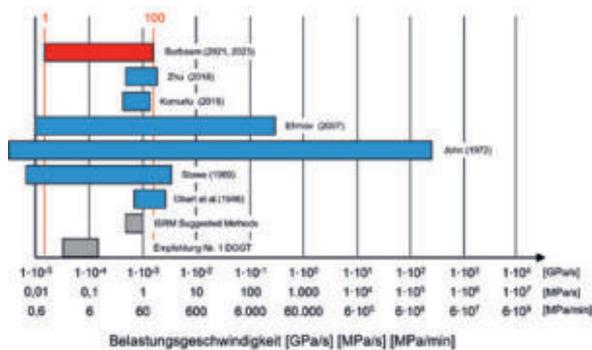


Abbildung 1-3: Übersicht zu Untersuchungen zur Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit

Kraftgesteuerte Versuche wurden von Obert et al. (1946), Stowe (1969), John (1972), Efimov (2007), Komurlu (2018) und Zhu (2019) berichtet, wobei John, Efimov und Komurlu verschiedene Gesteinsarten untersuchen. Bieniawski (1970), Yang et al. (2015), Meng et al. (2016) und (2019) und Xiao et al. (2020) untersuchen den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Festigkeit von Gesteinen mit weggesteuerten bzw. dehnungsgesteuerten Versuchen. Die Ergebnisse sind daher mit den hier durchgeführten Versuchen nur qualitativ vergleichbar. Systematische Untersuchungen an mehreren Gesteinsarten mit gleichen Randbedingungen und einer großen Anzahl von Einzelversuchen zum statistischen Nachweis des Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit fehlen hingegen. Ebenso fehlen Erkenntnisse zu den in den Prüfvorschriften empfohlenen Bereichen der Belastungsgeschwindigkeiten.

Zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeiten auf den Verformungsmodul (Erstbelastungsmodul) und das Elastizitätsmodul liegen für die empfohlenen Bereiche der Belastungsgeschwindigkeiten ebenfalls keine Erkenntnisse vor.

Im Rahmen eines laufenden Forschungsprogrammes der Hochschule Darmstadt, Fachgebiet Geotechnischer Ingenieurbau wurden seit 2020 mittlerweile sieben verschiedene Gesteine systematisch untersucht. Erste Ergebnisse wurden 2021 im Rahmen des 24. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau berichtet (Burbaum, 2021) und 2023 veröffentlicht (Burbaum, 2023).

2 Untersuchte Gesteine

Im Rahmen dieses Versuchsprogramms werden Proben bzw. Prüfkörper von folgenden Gesteinen untersucht:

1. Quarzit (Unterkarbon, Mittelhessen)
2. Granodiorit (Unterkarbon, Odenwald)
3. Gabbro (Unterkarbon, Odenwald)
4. Sandstein (Oberer Buntsandstein, Odenwald)
5. Basalt (Tertiär, Odenwald)
6. Kalkstein (Unterer Massenkalk, Schwäbische Alb)
7. Amphibolit (Unterkarbon, Odenwald)

Die Proben stammen aus Steinbrüchen und Baustellen und sind zwischen ca. 20 cm und ca. 60 cm groß. Aus den Proben wurden mit einem Einfachkernrohr Bohrkern für die Herstellung von Prüfkörpern gewonnen (Abbildung 2-1).

Der Basalt und der Quarzit sind sehr feinkörnig bis feinkörnig, der Gabbro und der Granodiorit fein- bis mittelkörnig. Die Korngröße des Sandsteins beträgt i.A. < 0,5 mm. Die Matrix aller Gesteine ist homogen und isotrop. Der Sandstein zeigt teilweise Ablageerebenen der Sandkörner, die Bohrkern wurden senkrecht zu dieser Ablagerungsrichtung gebohrt.

Der Bohrkerndurchmesser beträgt zwischen 44 mm und 45 mm. Die Prüfkörper wurden durch Sägen so hergestellt, dass die Schlankheit L/D im idealen Bereich i.A. zwischen 2,00 und 2,08, an zwölf Prüfkörpern des Quarzits waren etwas kleinere bzw. größere Schlankheiten bis L/D = 1,88 bzw. 2,13 vorhanden. Die Prüfkörper wurden im Ofen bei 105°C getrocknet und im Exsikkator abgekühlt, anschließend gemessen und gewogen und bis zur Druckprüfung trocken aufbewahrt. Die Trockendichten sind in Abbildung 2-2 dargestellt, wobei hier auch die Daten von Prüfkörpern enthalten sind, die für andere Versuchsprogramme verwendet wurden.



Abbildung 2-1: Kalkstein: Probe mit Kernbohrungen

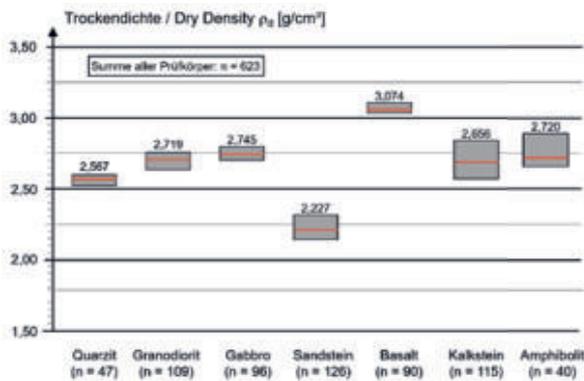


Abbildung 2-2: Mittelwerte und Schwankungsbereich der Trockendichten der Prüfkörper

3 Versuche

Das Spannungs-Dehnungsverhalten wurde bei allen Versuchen zur Bestimmung des Verformungsmoduls gemessen. Dazu wurden Dehnungsmesstreifen eingesetzt (Abb. 3-1).



Abbildung 3-1: Sandstein: Prüfkörper Sst (A) 180300 mit Dehnungsmesstreifen

In ausgewählten Versuchsreihen wurden zusätzlich zyklische Versuche zur Bestimmung des Verformungs- und des Elastizitätsmoduls gemessen. In

weiteren Versuchsreihen wurde auch die Querdehnung bestimmt. In den Abb. 3-2 bis 3-4 sind exemplarisch einzelne Versuchsergebnisse zusammengestellt

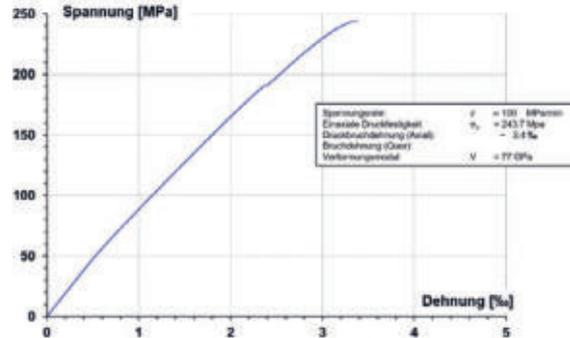


Abbildung 3-2: Gabbro: Spannungs-Dehnungslinie Prüfkörper Gbr (A) 10 02 00

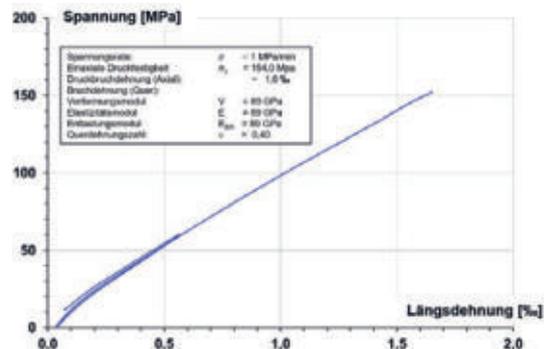


Abbildung 3-3: Granodiorit: Spannungs-Dehnungslinie Prüfkörper GrD (A) 09 01 00 (mit einem Lastzyklus)

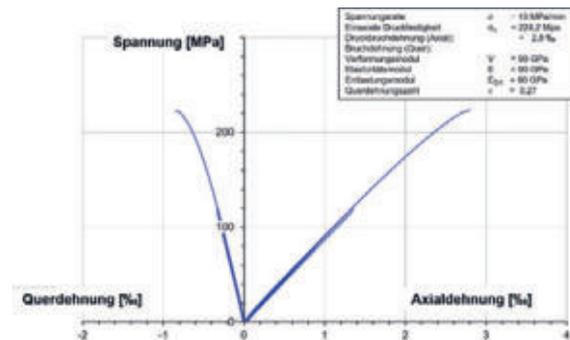


Abbildung 3-4: Gabbro: Spannungs-Dehnungslinie Prüfkörper Gbr (A) 29 04 00 (mit drei Lastzyklen und Messung der Querdehnung)

Ein Vergleich ausgewählter Spannungs-Dehnungskurven für die Belastungsgeschwindigkeit 100 MPa/min ist in Abb. 3-5 dargestellt.

Nach Vorliegen der ersten Ergebnisse für den Quarzit, den Granodiorit und den Sandstein wurde das Versuchsprogramm etwas geändert, es wurden in den folgenden Gesteinen nur noch die Belastungsgeschwindigkeiten 1, 10 und 100 MPa/min getestet.

Als Einaxiale Druckfestigkeit wurde die maximal aufnehmbare Spannung definiert, unabhängig vom Verhalten des Prüfkörpers vor Erreichen dieses Maximalwertes.

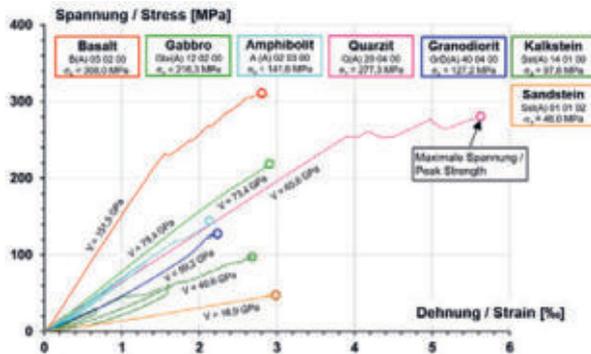


Abbildung 3-5: Exemplarische Spannungs-Dehnungslinien der Gesteine

4 Verformungs- und Elastizitätsmodul

Die Ergebnisse zur Untersuchung der Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls und des Verformungsmodul sind in Tab. 4-1 zusammengestellt. Insgesamt wurden bei Redaktionsschluss 180 Versuche ausgewertet. Für den Gabbro und den Basalt lagen bei Redaktionsschluss die Ergebnisse noch nicht vor, die Ergebnisse für den Sandstein nur teilweise. Für die untersuchten Gesteine entspricht der Elastizitätsmodul im Wesentlichen dem Verformungsmodul bzw. es wurden nur geringe Unterschiede festgestellt, so dass die Aussagen für beide Modulen gelten.

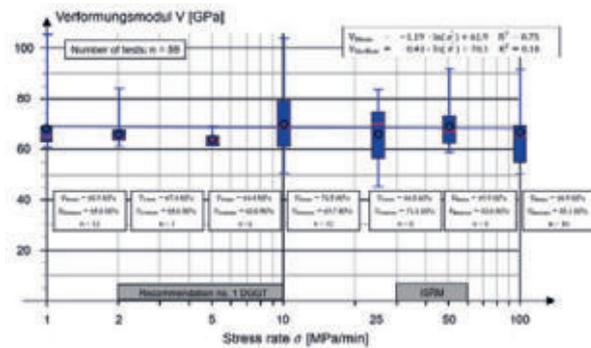


Abbildung 4-1: Granodiorit: Verformungsmodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit

Die Verformungsmoduln für die verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten sind in Abb. 4-1 und 4-2 exemplarisch für den Granodiorit und dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Verformungsmodul (und damit der auch das Elastizitätsmodul praktisch unabhängig von der gewählten Belastungsgeschwindigkeit

keit ist. Diese Unabhängigkeit lässt sich mit dem Student-Test für eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 % auch anhand der Dichtefunktionen für die Geschwindigkeiten 1, 10 und 100 MPa/min zeigen (Abb. 4-3).

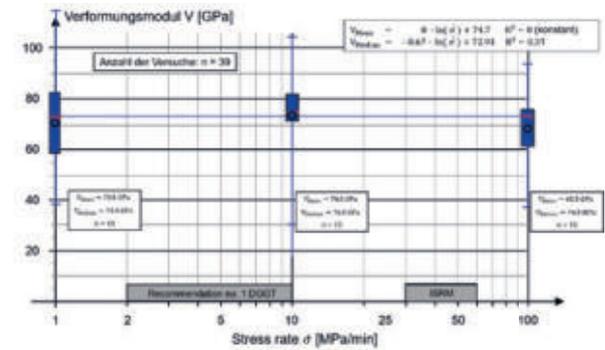


Abbildung 4-2: Amphibolit: Verformungsmodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit

Tabelle 4-1: Ergebnisse Verformungsmodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit

Gestein	Anzahl	Mittelwerte, Standardabweichung und Variationskoeffizient des Verformungsmoduls			Anzahl
		Mittelwert [GPa]	Standardabweichung [GPa]	Variationskoeffizient [%]	
Quarzit	8	62,5	6,5	10,2	84
	7	58,4	11,3	19,0	
	7	50,7	9,9	19,6	
Granodiorit	12	62,5	6,5	10,2	50
	7	67,8	7,9	11,7	
	5	64,4	2,8	4,5	
Gabbro	2	14,5	1,0	6,7	Auswertung noch ausstehend
	7	14,5	1,0	6,7	
	1	12,2	-	-	
Sandstein	2	52,2	1,2	2,3	10
	7	52,2	1,2	2,3	
	1	12,2	-	-	
Basalt	4	62,5	6,5	10,2	Auswertung noch ausstehend
	9	61,8	25,4	41,1	
	6	59,3	11,1	18,0	
Kalkstein	13	74,0	10,5	14,2	18
	13	74,0	10,5	14,2	
	13	86,5	10,6	12,3	
Amphibolit	13	74,0	10,5	14,2	39
	13	86,5	10,6	12,3	
	13	86,5	10,6	12,3	
Summe		180			

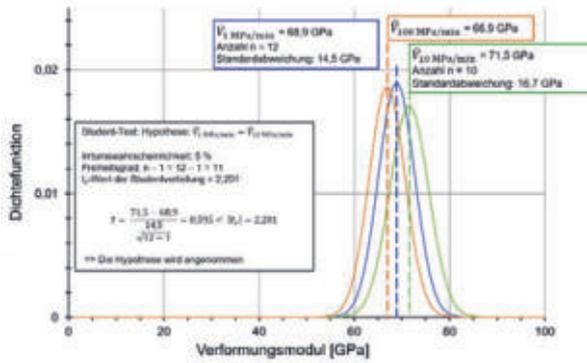


Abbildung 4-3: Granodiorit: Dichteverteilung der Verformungsmoduln für die Belastungsgeschwindigkeiten 1, 10 und 100 MPa/min und Student-Test

5 Einaxiale Druckfestigkeit

Die Ergebnisse zur Untersuchung der Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit wurden z.T. bereits im Jahr 2021 im Rahmen des 24. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau vorgestellt (Burbaum, 2021) bzw. veröffentlicht (Burbaum, 2023). Seitdem wurde das Untersuchungsprogramm fortgesetzt und die Ergebnisse um zwei Gesteine erweitert. Insgesamt liegen bei Redaktionsschluss die Ergebnisse von 341 Einzelversuchen vor.

Die Ergebnisse sind tabellarisch in Tab. 5-1 zusammengestellt. Die Bandbreite der einaxialen Druckfestigkeit reicht von ca. 250 MPa (Basalt), ca. 200 MPa (Quarzit), ca. 160 MPa (Gabbro), ca. 120 MPa (Amphibolit), ca. 100 MPa (Granodiorit und Kalkstein) bis zu ca. 45 MPa (Sandstein) und umfasst somit die Bandbreite der Gesteine von mäßig hoher bis außerordentlich hoher Festigkeit nach DIN EN ISO 14689. Es wird grundsätzlich bei allen Gesteinen eine signifikante Zunahme der Druckfestigkeit mit steigender Belastungsgeschwindigkeit festgestellt.

Exemplarisch sind die Ergebnisse für den Basalt und den Kalkstein in Abb. 5-1 und 5-2 dargestellt. Die beste Anpassung der Zunahme der Mittelwerte der Festigkeit ergibt sich für alle Gesteine bei einer logarithmischen Kurve.

Die Signifikanz der Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit lässt sich mit dem Student-Test für eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 % anhand der Dichtefunktionen für die Geschwindigkeiten 1, 10 und 100 MPa/min zeigen, hier am Beispiel der Ergebnisse für den Basalt (Abb. 4-3). Es kann damit nachgewiesen werden, dass die Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit für die Geschwindigkeiten als unabhängig angenommen werden müssen.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse zur Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit ist in Abb. 5-4 dargestellt. Da-

rin ist die mittlere statistische Zunahme der einaxialen Druckfestigkeit normiert auf die jeweilige Druckfestigkeit für die niedrigste Belastungsgeschwindigkeit von 1 MPa/min dargestellt.

Gestein	Anzahl	1 MPa/min			10 MPa/min			100 MPa/min		
		Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
Amphibolit	27	108,5	33,5	30,9	118,5	12,4	10,5	104,5	23,3	22,4
Kalkstein	25	100,4	20,2	20,1	100,4	20,2	20,1	100,4	20,2	20,1
Basalt	48	257,4	26,5	10,3	262,6	31,8	11,3	262,6	31,8	11,3
Sandstein	86	48,1	3,3	6,8	48,1	3,3	6,8	48,1	3,3	6,8
Gabbro	34	166,6	32,4	19,5	182,0	32,7	18,0	182,0	32,7	18,0
Granodiorit	71	100,0	17,4	17,2	111,1	8,1	7,3	111,1	8,1	7,3
Quarzit	47	187,7	31,7	16,9	214,4	29,5	13,8	214,4	29,5	13,8

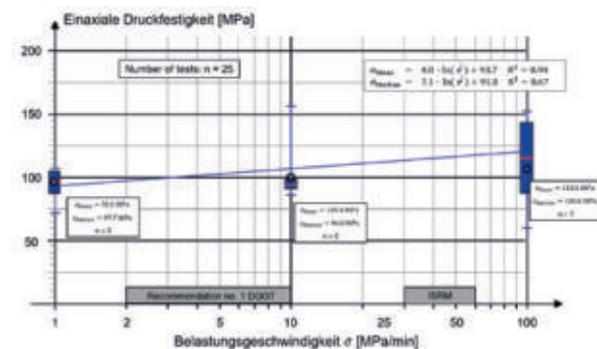


Abbildung 5-1: Kalkstein: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit

Die Zunahme beträgt im Bereich von 1 MPa/min bis 100 MPa/min für den Quarzit, den Granodiorit, den Gabbro, den Kalkstein und den Basalt zwischen ca. 20 % (Kalkstein) und ca. 27 % (Gabbro). Für den Sandstein und den Amphibolit ist die Zunahme in die-

sem Bereich mit ca. 7 % bzw. ca. 11 % deutlich geringer. Im Einzelproben sind auch erheblich größere Unterschiede der einaxialen Druckfestigkeit zwischen den untersuchten Belastungsgeschwindigkeiten bis über 50 % festgestellt worden.

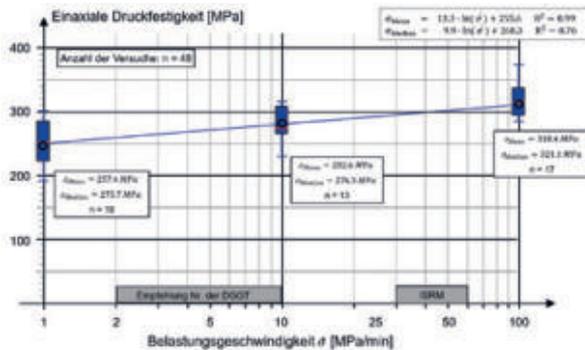


Abbildung 5-2: Basalt Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit

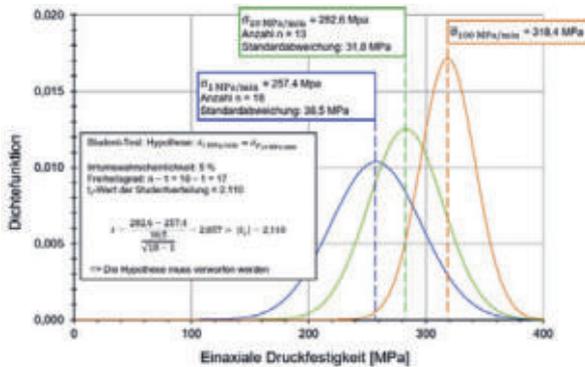


Abbildung 5-3: Basalt Dichteverteilung der Einaxialen Druckfestigkeit für die Belastungsgeschwindigkeiten 1, 10 und 100 MPa/min und Student-Test zum Nachweis der Unabhängigkeit der Ergebnisse

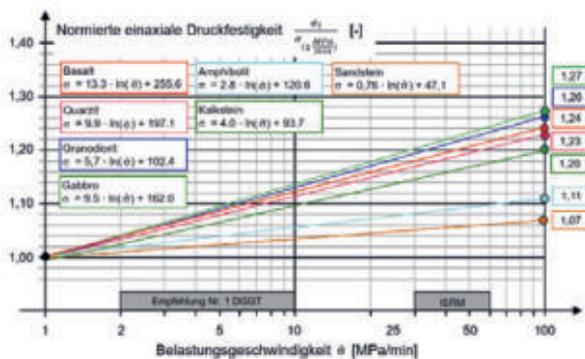


Abbildung 5-4: Mittlere statistische Zunahme der Festigkeit, normiert auf die Festigkeit bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 MPa/min

6 Schlussfolgerungen

Für die untersuchten Gesteine entspricht der Elastizitätsmodul im Wesentlichen dem Verformungsmodul. Eine Abhängigkeit des Verformungsmoduls oder des Elastizitätsmoduls von der Belastungsgeschwindigkeit lässt sich für die untersuchten Gesteine statistisch nicht nachweisen.

Eine Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit lässt sich für alle untersuchten Gesteine nachweisen. Die Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit zwischen den untersuchten Belastungsgeschwindigkeiten sind statistisch signifikant und dürfen nicht vernachlässigt werden.

Die Unterschiede der einaxialen Druckfestigkeit zwischen den untersuchten Belastungsgeschwindigkeiten beträgt im Mittel zwischen ca. 7 % bis ca. 27 %. Im Einzelproben sind auch erheblich größere Unterschiede der einaxialen Druckfestigkeit zwischen den untersuchten Belastungsgeschwindigkeiten bis über 50 % festgestellt worden.

Bei Baugrunduntersuchungen für große und/oder langlaufende Projekte des Felsbaus, bei denen mehrere Prüflabore die Versuche durchführen, ist die Prüfvorschrift und innerhalb dessen die Prüfungsgeschwindigkeit einheitlich zu wählen. Dies ist besonders zu berücksichtigen, wenn nur wenige Prüfkörper untersucht werden.

Bei weggesteuerten Versuchen dürften die Zusammenhänge auch gelten. Entsprechende Versuchsprogramme zum Nachweis werden in den kommenden Jahren durchgeführt. Entsprechende Versuchsreihen für Gesteine von geringer bis mäßig schwacher Festigkeit (ca. 1 MPa bis ca. 25 MPa) fehlen noch, werden aber voraussichtlich in den nächsten Jahren durchgeführt werden.

Literaturverzeichnis

Burbaum, U. (2023). Stress-rate dependency of uniaxial compressive strength of hard rock with regard to test procedure standards, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* (2023) 82:4 <https://doi.org/10.1007/s10064-022-03024-z>

Burbaum, U. (2021). Zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Ergebnisse einaxialer Druckversuche und Folgen für die Abgrenzung von Homogenbereichen, 24. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau am 07.07.2021

Schmitt, V. (2023). Einfluss der Endflächenreibung auf die Ergebnisse einaxialer Druckversuche an Festgestein. Bachelorthesis Hochschule Darmstadt, Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwesen



Hofmann, D. (2022). Die Abhängigkeit der Festigkeit von Festgestein am Beispiel eines Granodiorits aus dem Odenwald. Bachelorthesis Hochschule Darmstadt, Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwesen

Klingelhöfer, L. (2022). Festigkeit von Festgesteinen am Beispiel eines Amphibolits aus dem Odenwald. Masterthesis Hochschule Darmstadt, Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwesen

Haidinger, A. (2021). Vergleich des Spannungs-Dehnungsverhaltens von zwei Festgesteinen im einaxialen Druckversuch. Bachelorthesis Hochschule Darmstadt, Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwesen

Bieniawski ZT (1970) Time-dependent behaviour of fractured rock. *Rock Mech Rock Eng* 2:123–137

Efimov VP (2007) Investigation into the log-term strength of rocks under loading with a constant rate. *Journal of Mining Sciences* 43(6):600–606

Frew DJ, Forrestal MJ, Chen W (2001) A Split Hopkinson Pressure Bar technique to determine compressive stress-strain data for rock materials. *Exp Mech* 41(1):40–46

International Society for Rock Mechanics, ISRM, Commission on Testing Methods (1999) Suggested method for the complete stress strain curve for intact rock in uniaxial compression. — *Int. J Rock Mech & Min Sci* 36:279–289

ISO 14689–1 (2018) Geotechnical investigation and testing — Identification and classification of rock

John M (1972) Zeitabhängigkeit der mechanischen Eigenschaften und Bruchvorgänge von Gesteinen / Time-Dependence of mechanical properties and fracture processes of rock materials, Dissertation, TU Graz

Komurlu E (2018) Loading rate conditions and specimen size effect on strength and deformability of rock materials under uniaxial compression. *Intern J Geo-Engin* 9:17, Springer Open. <https://doi.org/10.1186/s40703-018-0085-z>

Meng Q, Zhang M, Han L, Li H (2016) Effects of size and strain rate on the mechanical behaviors of rock specimens under uniaxial compression. *Arab J Geosci* 9:527. <https://doi.org/10.1007/s12517-016-2559-7>

Meng Q, Zhang M, Han L et al (2019) (2019): Experimental research on the influence of loading rate on

the mechanical properties of limestone in a high-temperature state. *Bull Eng Geol Env* 78:3479–3492. <https://doi.org/10.1007/s10064-018-1332-4>

Obert L, Windes SL, Duvall WI (1946) Standardized tests for determining the physical properties of mine rock, US Bureau of mines, report of investigations 3891

Stowe RL (1969) Strength and deformation properties of Granite, Basalt, Limestone, and Tuff at various loading rates, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Miscellaneous paper C-69–1

Xiao W, Zhang D, Cai Y, Chu Y (2020) Study on loading rate dependence of the coal failure process based on uniaxial compression test. *Pure Applied Geophysics* 177(2020):4925–4941. <https://doi.org/10.1007/s0024-020-02513-0>

Yang J (2015) Effect of displacement loading rate on mechanical properties of sandstone. *Electron J Geotech Eng* 20(2015), Bundle 2:591–602

Zhang Q (2014) Mechanical behaviour of rock materials under dynamic loading, Thesis summary, Lausanne

Zhao J, Zhou YX, Hefny AM, Cai JG, Chen SG, Li HB, Liu JF, Jain M, Foo ST, Seah CC (1999) Rock Dynamics Research Related to Cavern Development for Ammunition Storage. *Tunnelling and Underground Spate Technology* 14(4):513–526

Zhao J, Li HB (2000) Experimental determination of dynamic tensile properties of a granite. *Int J Rock Mech Min Sci* 37(2000):861–866

Zhu X, Li Y, Wang C et al (2019) Deformation failure characteristics and loading rate effect of sandstone under uniaxial cyclic loading and un-loading. *Geotech Geol Eng* 37:1147–1154. <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0674-9>





Die ÖGG-Empfehlung für die baugelogeologische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken (2022) und ihre Anwendung aus deutscher Sicht

Dr.rer.nat. Ralf J. Plinninger, Dr. Plinninger Geotechnik, Bernried

Dr.rer.nat. Marcus Scholz, müller+hereth gmbH, Freilassing

Dr.-Ing. Fritz Hollmann, PORR GmbH&Co.KG&A, Abteilung Tunnelbau, Düsseldorf

Die im Oktober 2022 von der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik e.V. (ÖGG) veröffentlichte „Empfehlung für die baugelogeologische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken“ wurde in den Jahren 2018 - 2022 von einer Arbeitsgruppe erarbeitet, der Geologen und Ingenieure öffentlicher und privater Auftraggeber, Behörden, Ingenieurbüros und bauausführenden Firmen angehörten, die mit der täglichen Planung und Ausführung untertägiger Hohlraumbauwerke befasst sind. Neben Mitgliedern aus Österreich wirkten bei der Erstellung auch sechs Vertreter aus Deutschland mit, zu denen auch die Autoren des hier vorgeschlagenen Beitrags zählen. Der Beitrag stellt die grundlegende Motivation der ÖGG-Empfehlung und die Kernpunkte der empfohlenen Methoden vor. Dabei wird unter anderem auf die Rolle des Ingenieurgeologen in verschiedenen Aufgabenfeldern der Projektabwicklung, Grundlagen der Zusammenarbeit auf der Baustelle, Dokumentationsmethoden bei verschiedenen Vortriebsverfahren sowie Fragen der baubegleitenden Probenahme und Untersuchung von Boden, Fels und Bergwasser eingegangen. Der Beitrag stellt abschließend aus Sicht der Verfasser dar, welche Punkte der Empfehlung sich sinnvoll und problemlos auf die Bauabwicklung vergleichbarer Projekte in Deutschland übertragen lassen, bzw. in welchen Punkten aufgrund unterschiedlicher Normen- und Vertragslage eine Übertragung nicht, bzw. nur nach entsprechender Anpassung möglich erscheint.

1 Die Bedeutung baugelogeologischer Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken

Das Erfordernis einer baugelogeologischen Betreuung und Dokumentation im untertägigen Hohlraumbau ergibt sich unter Bezug auf die in Mitteleuropa übliche Aufteilung der Risikosphären aus der bauverträglichen Schnittstelle zwischen dem vom Auftraggeber (AG) bereitgestelltem Baugrund und dem vom Auftragnehmer (AN) angebotenen Bauverfahren und -betrieb.

Diese Schnittstelle ist deswegen von besonderer Relevanz, da der über Jahrtausende bzw. Jahrtausende gebildete, natürliche Baugrund über meist streuende physikalische sowie fels- oder bodenmechanische Eigenschaften verfügt und in der Regel nur stichprobenartig vorerkundet werden kann. Auch mit der detailliertesten und kompetentesten Standortuntersuchung wird daher im Tunnel- und Stollenbau stets ein Restrisiko unerwarteter Untergrundverhältnisse verbleiben. Der Baugrund stellt daher für beide Partner des Bauvertrags stets Risiko, aber auch Chance dar.

Die baubegleitende ingenieurgeologische Dokumentation stellt im Sinne der Umsetzung der Beobachtungsmethode eines der wesentlichen Instrumente des Risikomanagements für Untertagebauwerke dar. Die Dokumentation soll einen objektiven Befund der angetroffenen ingenieurgeologischen Verhältnisse liefern.

Obwohl sich das konkrete Aufgabenfeld des in der Bauausführungsphase tätigen Geologen naturgemäß entsprechend der Rollen im Projekt – sei es im Auftrag von Bauherr (AG), Baufirma (AN) oder Behörde – unterscheidet, lassen sich für alle Beteiligten dennoch folgende Kernaufgaben herausstellen:

1. die baugelogeologische Dokumentation im Sinne einer möglichst objektiven und transparenten "Beweissicherung" der angetroffenen Baugrundverhältnisse ("Blick zurück"),
2. sowie die Schärfung der Baugrundprognose mit dem Ziel einer sicheren und ggf. optimierten Bauausführung ("Blick voraus").

Eine dritte Kernaufgabe des Geologen wird stets der Vergleich der angetroffenen Verhältnisse mit der Prognose sein („SOLL-IST-Vergleich“). Diese Aufgabe baut zwar auf die Ergebnisse der Dokumentation auf, ist aber als Interpretation strikt von der objektiven Datenerfassung zu trennen.

2 Die ÖGG-Empfehlung (2022)

2.1 Entstehung

Normativer Hintergrund der im Folgenden vorgestellten Empfehlung sind die in Österreich geltenden Normen, Richtlinien (u.a. ÖGG-Richtlinien zur geotechnischen Planung von Untertagebauwerken, ÖNORMEN B2203-1 und -2) und Bauvertragsmodelle, wobei bei Letzteren zum Zeitpunkt der Bearbeitung der Empfehlung fast ausnahmslos Einheitspreisverträge vorherrschten.

In den 2010er Jahren kulminierten Fragen der geologischen Dokumentation, der Einvernehmlichkeit geologischer Beobachtungen und der damit einhergehenden Bewertung der Risikosphären der Bauvertragspartner bei einer Reihe anspruchsvoller Großprojekte. Das Erfordernis für einen fachlichen Austausch und eine von einem breiten Konsens getragene Definition der geologischen Dokumentationsarbeit während der Bauausführung wurde spätestens auf dem Geomechanik-Kolloquium 2017 offenkundig, nachdem SCHOLZ & SPAUN (2017) mit ihrem Vortrag und Aufsatz „Die gute Dokumentation ist stets objektiv“ eine kontroverse Diskussion von in Planung und Bauausführung tätigen Geologen und Geotechnikern ausgelöst hatten.

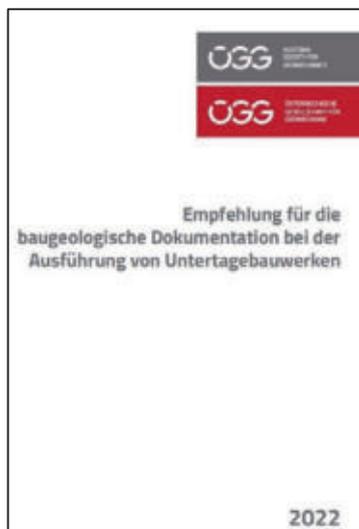


Abbildung 2-1: Titelblatt der ÖGG-Empfehlung für die baugewologische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken (2022).

Die Fachsektion Ingenieurgeologie der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik (ÖGG) setzte daraufhin im September 2018 den Arbeitskreis "Baugewologisch-hydrogeologische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauvorhaben" ein. Unter der Leitung von Hr. Dr. Höfer-Öllinger arbeiteten ins-

gesamt 32 Fachkollegen aus Hochschulen, Behörden, Bauherren, Baufirmen und Ingenieurbüros an der Erarbeitung der im September 2022 erschienenen, insgesamt 100 Seiten umfassenden Empfehlung (Abbildung 2-1).

Die Autoren des vorliegenden Beitrags waren als deutsche Vertreter mit einschlägiger Projekterfahrung bei österreichischen Großprojekten maßgeblich an dieser Erarbeitung beteiligt.

2.2 Zielsetzung

Die „Empfehlung für die baugewologische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken“ hat zum Ziel, die bereits eingeführten ÖGG-Richtlinien zur Geotechnischen Planung in der Phase der Bauausführung zu ergänzen. Sie enthält eine Darstellung des Standes der Technik der baugewologischen Dokumentation und gibt darüber hinaus Empfehlungen zur technischen und organisatorischen Abwicklung der Dokumentationsarbeit, die ein einheitliches Verständnis aller Projektbeteiligten und eine harmonisierte Vorgehensweise fördern sollen.

2.3 Gliederung

Die ÖGG-Empfehlung (2022) gliedert sich in insgesamt 12 Kapitel und 6 Anhänge mit Beispielen und weiterführenden Informationen:

- Die einleitenden Kapitel 1 - 6 umfassen Vorbemerkungen, normative Verweise, Anwendungsbereich, Begriffsbestimmungen, die Zielsetzung sowie Grundlagen, die die Rolle des Geologen und dessen Qualifikation behandeln;
- Kapitel 7 stellt den Kern der Empfehlung dar, in dem Aufgaben und Inhalte der baugewologischen Dokumentation in Abhängigkeit der verschiedenen Vortriebsverfahren behandelt werden;
- Kapitel 8 behandelt Abläufe und Verfahren für die baubegleitende Kennwertermittlung mit Hilfe von Feld- und Laborversuchen inklusive der dafür erforderlichen Probenahme;
- In Kapitel 9 werden vortriebsbegleitende Erkundungsmaßnahmen behandelt;
- Kapitel 10 beschäftigt sich mit den zunehmend eingesetzten Verfahren der digitalen Erfassung der Ausbruchflächen, u.a. mittels Photogrammetrie, Laserscanning oder Videogrammetrie;
- Kapitel 11 beschreibt das Datenmanagement für geologische und geotechnische Daten;
- Kapitel 12 enthält schließlich das umfangreiche Literaturverzeichnis.

Bereits die Gliederung zeigt, wie komplex und umfassend eine geologische Dokumentation in Österreich gesehen und welcher Stellenwert ihr beigemessen wird. Aus Sicht der Verfasser dieses Beitrags wäre ein vergleichbares Bewusstsein auch in Deutschland erstrebenswert, wo sich der Eindruck aufdrängt, dass die baugewissenschaftliche Dokumentation oftmals lediglich als „Nebenprodukt“ der Bauüberwachungsleistung angesehen wird.

2.4 Dokumentationsmethodik

Die ÖGG-Empfehlung (2022) enthält eine profunde Darstellung der verschiedenen Dokumentationstechniken für konventionelle und maschinelle Vortriebsverfahren. Es werden folgende methodische Grundsätze dargestellt (Abs. 7.1, S. 4):

- Die baugewissenschaftliche Dokumentation braucht ausreichend Zeit an der Ortsbrust bzw. am Aufschluss. Diese Zeit ist den Geologen seitens AG und AN einzuräumen, soweit dies hinsichtlich der Standsicherheit des offenen Abschlags (*gilt übertragen auch für TBM / TVM*) vertretbar ist.
- Bei der baugewissenschaftlichen Aufnahme soll stets vom „Großen“ ins „Kleine“ beobachtet werden. Die Beobachtung beginnt aus der Ferne, um die offensichtlichen Strukturen und Eigenschaften des anstehenden Gebirges zu erfassen. Im Fortlauf der Dokumentation nähert sich der Geologe dem aufgeschlossenen Gebirge (Ortsbrust, Laibung), im eigenen Ermessen, soweit es die Arbeitssicherheit erlaubt, an. Dies gilt übertragen auch für TBM / TVM-Vortriebe.
- Alle für die Durchführung der Feldversuche erforderlichen Hilfsmittel (z.B. Hammer, Lupe, Salzsäure, Taschenmesser, Kratzbesteck, Gefügekompass, Kartierbrett, Taschenpenetrometer, Taschenflügelsonde, Leitfähigkeits- und pH-Messgerät, Fotoapparat, etc.) sind entsprechend den geologischen Gegebenheiten bei der Kartierung vor Ort anzuwenden. Darüber hinaus kann auch der Einsatz von Gas- und Strahlungsmessgeräten erforderlich sein.
- Die aussagekräftige Handskizze (Feldaufnahme) und eine ausführliche Klassifikation und Beschreibung der Verhältnisse gemäß geltender Normen ist das Ergebnis der baugewissenschaftlichen Dokumentation vor Ort. Darüber hinaus werden auch projektspezifische Klassifikationen angewendet.

2.5 Mindestinhalte der Dokumentation

Nachfolgende Inhalte eines Feldaufnahmeblattes sind als Mindeststandard anzusehen (Abs. 7.1, S. 5):

- Rahmendaten, z. B. Projekt, Tunnel, Vortriebsrichtung und -art, Station, Art der Gebirgslösung,

Abschlagslänge, Regelquerschnitt, Teilquerschnitt, Teilflächen, Datum, Uhrzeit, Name;

- Maßstäbliche Skizze des aufgeschlossenen Gebirges;
- Gesteinsbeschreibung, getrennt für Locker- und Festgestein;
- Gebirgsbeschreibung, mit Erfassung der Orientierung und Charakterisierung des Trennflächengefüges;
- Charakterisierung der hydrogeologischen Verhältnisse;
- Erfassung der in der Planung definierten und vor Ort erhebaren Schlüssel- bzw. Identifikationsparameter und Bestimmung der „Gebirgsart“ (in Deutschland: Homogenbereich);
- Beschreibung der für das beobachtete Systemverhalten im Ausbruchsbereich maßgeblichen Baugrundverhältnisse;
- Sonstige jedenfalls durchzuführende Erhebungen: Probenahmen, Fotodokumentation.

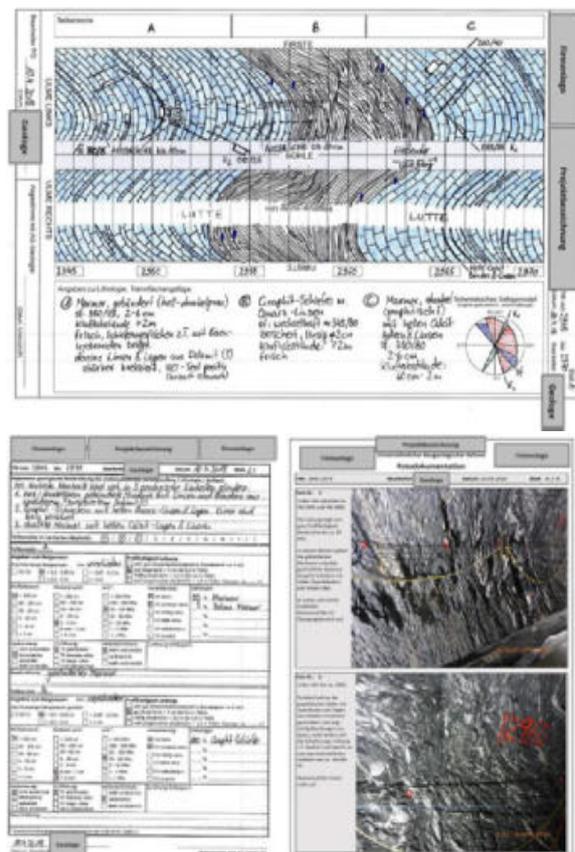


Abbildung 2-2: Beispiel für die Dokumentation eines Überleitungsstollens im Festgestein, TBM-Vortrieb, Deckblatt mit Laibungsabwicklung, Parameterblatt und Fototafel (ÖGG-Empfehlung, Anlage A2-1).



Abbildung 2-3: Beispiel für eine einvernehmliche Aufnahme an der Ortsbrust eines TVM-Vortriebs im Festgestein (ÖGG-Empfehlung, Anlage A2-3).

Hinsichtlich der Darstellung in Formblättern können sowohl frei auszufüllende Formulare als auch Multiple-Choice-Formulare angewendet werden. Entsprechend aussagekräftige Beispiele (siehe Abbildungen 2-2 und 2-3) sind im Anhang der Empfehlung dargestellt.

3 Zur Anwendbarkeit der ÖGG-Empfehlung (2022) in Deutschland

Die ÖGG-Empfehlung (2002) stellt eine praxistaugliche Zusammenstellung des aktuellen „Stand der Technik“ für die baugewologische Dokumentation in Untertagebau dar. In Ermangelung auch nur annähernd vergleichbarer Richtlinien in Deutschland wird die Empfehlung auch hierzulande bereits in einigen Projekten im täglichen Baustellenalltag angewendet.

Eine Umsetzung im Kontext deutscher - meist auf der VOB/C DIN 18312 ATV Untertagebauarbeiten basierender - Projekte führt jedoch dazu, dass althergebrachte Strukturen und organisatorische Abläufe ggf. hinterfragt und angepasst, bzw. eine sinnvolle Übertragung von in Deutschland nicht definierten Begriffen stattfinden muss. Auf einige aus Sicht der Verfasser besonders relevante Aspekte soll in den nachfolgenden Absätzen 3.1 bis 3.3 eingegangen werden.

3.1 Organisatorische Aspekte

Die ÖGG-Empfehlung (2022) enthält eine Reihe organisatorischer Empfehlungen, die sich in Österreich in den letzten Jahren bzw. Jahrzehnten bewährt haben und auch in Deutschland für eine nachhaltige Verbesserung der Projektkultur angewendet werden können. Hierbei sind v.a. folgende Empfehlungen anzuführen:

- eine objektive Dokumentation der baugewologischen Verhältnisse liegt unabhängig von der

Rolle des Geologen im Interesse aller Beteiligten. Die Dokumentation muss in Art und Umfang transparent und nachvollziehbar dargestellt werden (Abs. 6.2, S. 3).

- anfallende Teilaufgaben bei der Ausführung eines Projekts (z.B. Geologische Dokumentation und Bauüberwachung) sollen in fachlicher Hinsicht getrennt und für jede Aufgabe nur entsprechend qualifiziertes Personal eingesetzt werden (Abs. 6.2, S. 3).

Kommentar: Diese Empfehlung stellt explizit die in Deutschland gelebte Praxis des „Bauwartgeologen“ bzw. „Geologenbauwarts“ in Frage, der je nach Fachhintergrund meist nur für eine seiner beiden Aufgaben hinreichend qualifiziert ist.

- sofern auf einem Projekt auftraggeberseitig und auftragnehmerseitig Geologen tätig sind, sind diese angehalten, die Dokumentationsmethodik abstimmen und einvernehmliche Dokumentationen zu erstellen (Abs. 6.2, S. 3, siehe auch Abb. 3-1);

Kommentar: Diese Empfehlung erweitert das auch in Deutschland in vielen anderen Belangen des Bauens gelebte „Vier-Augen-Prinzip“ auch auf die Baugrundbeurteilung. Die Umsetzung dieser Empfehlung setzt aber voraus, dass beide Bauvertragspartner über entsprechende Fachleute vor Ort verfügen, was in der Regel nicht bauvertraglich gefordert ist und gerade bei kleineren Projekten auch nicht üblich ist.



Abbildung 3-1: Umsetzung des Vier-Augen-Prinzips bei der Dokumentationsarbeit (Foto: Vigil).

- die Dokumentation soll grundsätzlich dem aktuellen Stand der Technik, d.h. den aktuell gültigen Normen und Vorschriften, v.a. DIN EN ISO 14688-1 und DIN EN ISO 14689, entsprechen (Abs. 7.1, S. 4);
- darüber hinaus sind im Sinne einer Durchgängigkeit und Vergleichbarkeit von Ausschreibung und

Ausführung auch spezielle Anforderungen aus der Projektplanung, z.B. ältere Normen oder Klassifizierungen, zu berücksichtigen (Abs. 7.1, S. 4);

Kommentar: Damit ist gemeint, dass Bandbreiten und Klassifizierungssysteme der Ausführungsdokumentationen sinnvollerweise denen der Ausschreibungsunterlagen entsprechen müssen, um einen eindeutigen Vergleich zuzulassen;

- die Ergebnisse der baugewologischen Dokumentation sind während der Vortriebsarbeiten zeitnah zu erstellen und allen Projektbeteiligten zur Verfügung zu stellen (Abs. 7.7.1., S. 10);

Kommentar: Aus Sicht der Autoren wäre es wünschenswert gewesen, den Begriff „zeitnah“ zu präzisieren – um die Informationen noch im relevanten Vortriebsbereich nutzen zu können ist die Verteilung „noch am selben Tag“, oder zumindest der Austausch der Befundaufnahme unmittelbar im Anschluss an die Dokumentation notwendig;

- baubegleitende Feld- und Laboruntersuchungen sind so zu planen, durchzuführen und zu dokumentieren, dass sie für beide Parteien des Bauvertrags, als auch für Dritte transparent und nachvollziehbar sind (Abs. Abs. 8.1., S. 13);
- es besteht eine Mitwirkungspflicht beider Bauvertragspartner bei der Beprobung und Untersuchung geotechnischer Kennwerte, die sich zumindest auf die Prüfung vorgelegter Beprobungskonzepte und die Teilnahme an der Probenahme selbst bezieht. (Abs. 8.1., S. 13).

3.2 Interpretation und Extrapolation

Mit deutschen Gepflogenheiten kaum in Einklang zu bringen ist die Forderung der ÖGG-Empfehlung (2022), in der Dokumentation die Ausbruchfläche vollflächig (auch nicht einsehbare Bereiche) und bis rd. $\frac{1}{2}$ D außerhalb des Ausbruchsrands darzustellen (Abs. 7.1, S. 7; siehe unterstes Bild in Abb. 3-2).

Diese Forderung ist nicht im Arbeitskreis entwickelt worden, sondern setzt die Vorgaben der entsprechenden Planungsrichtlinien (ÖGG, 2021 & 2013) um. Obwohl die Vorgabe den Zweck erfüllt, den kartierenden Geologen zu einem modellhaften Gesamtverständnis des umgebenden Gebirges anzuhelfen, steht sie angesichts des Umfangs der erforderlichen Interpretation und Extrapolation in gewissem Widerspruch zur Kernaufgabe einer möglichst objektiven und nachvollziehbaren Dokumentation.

Auch bei einigen österreichischen Projekten ist daher – insbesondere im Kontext maschineller Vortriebe

mit entsprechend eingeschränkten Beobachtungsmöglichkeiten – bereits auf Dokumentationssysteme zurückgegriffen worden, bei denen eine eindeutige und nachvollziehbare Trennung von direkten Beobachtungen (oft als „Baugewologischer Befund“ bezeichnet) und einer vollflächig und über den Ausbruchsrand hinausreichenden Darstellung in der „Baugewologischen Dokumentation“ realisiert wurde (Plinninger et al., 2017, siehe Abb. 3-2).

TBM Bohrkopf-Auslegung



Befundsituation ("Baugewologischer Befund")



Dokumentation über den Ausbruchsrand hinaus

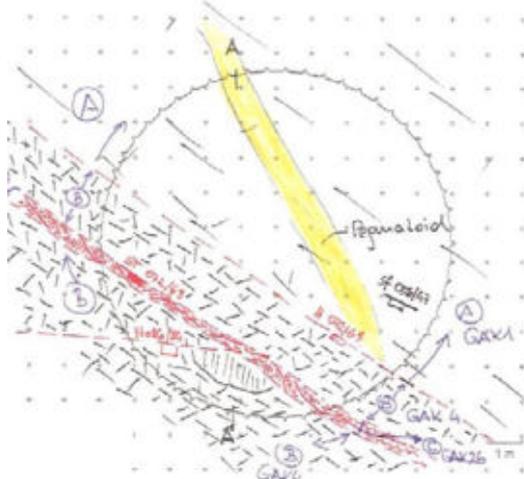


Abbildung 3-2: Gegenüberstellung von Befund und Dokumentation am Beispiel der Ortsbrust einer Hartgesteins-TVM (nach: Plinninger et al., 2017).



3.3 Begriffe

Die ÖGG-Empfehlung für die baugelogeische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken basiert grundlegend auf den in den beiden ÖGG-Richtlinien für die Geotechnische Planung (2013, 2021) beschriebenen und in Österreich etablierten Planungsgrundsätzen. Sie bezieht sich daher direkt auf die dort definierten Begriffe, wie „Gebirgsbereich“, „Gebirgsart“, „Gebirgsverhalten“ oder „Systemverhalten“. Diese Begriffe sind in Deutschland nicht normativ definiert und werden hierzulande auch teilweise in abweichendem Sinne verstanden.

Hinsichtlich fachlicher Aspekte, bei denen die ÖGG-Empfehlung (2022) auf derartige Begriffe verweist, ist eine Anwendung und Übertragung auf deutsche Projekte und VOB-basierte Bauverträge zwar mit gewissen Unschärfen behaftet, aber nach Überzeugung der Verfasser möglich. So ist z.B. festzustellen, dass Kernbegriffe der deutschen Planung und Beschreibung, wie der „Homogenbereich“ im Sinne der VOB/C DIN 18312 ATV „Untertagebauarbeiten“ durchaus in sinnvoller Weise mit der „Gebirgsart“ der ÖGG-Richtlinie korreliert werden kann: Beide Begriffe beschreiben ein Gebirgsvolumen, das in seinen maßgebenden, das geotechnische Verhalten beeinflussenden Eigenschaften innerhalb einer festzulegenden Bandbreite gleichartig ist und für das ein definierter – weitgehend übereinstimmender – Satz boden-, bzw. felsmechanischer Kennwerte mit deren Bandbreite anzugeben ist.

4 Fazit

Die im Oktober 2022 von der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik e.V. (ÖGG) veröffentlichte „Empfehlung für die baugelogeische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken“ stellt eine konsequente Ergänzung der bestehenden ÖGG-Richtlinien in die Phase der Bauausführung dar. In technischer Hinsicht reflektiert die Empfehlung den aktuellen Stand der Technik und bietet als umfangreiche Sammlung von Erfahrungen eine wertvolle Arbeitshilfe für den Untertage dokumentierenden Ingenieurgeologen. Die enthaltenen organisatorischen Empfehlungen verfolgen das Ziel, allen Projektbeteiligten zeitnah eine fachlich anspruchsvolle, transparente und objektive baugelogeische Dokumentation zur Verfügung zu stellen.

Die Umsetzung der in der ÖGG-Empfehlung dargestellten Grundsätze ist auch in Deutschland sinnvoll und möglich. Sie kann damit nach Überzeugung der Verfasser maßgeblich dazu beitragen, die Tätigkeit der am Projekt beteiligten Ingenieurgeologen wieder auf ihre eigentliche Aufgabe zu fokussieren, nämlich die fachlich kompetente, objektive und transparente

Beschreibung von Gebirgs- und Gesteinseigenschaften. Das ist wichtig, denn die objektive und korrekte Erfassung der angetroffenen Verhältnisse ist früher oder später für alle Projektpartner essenziell.

Literaturverzeichnis

DIN – Deutsches Institut für Normung e.V. (2018a): *DIN EN ISO 14688-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2017)*; Deutsche Fassung EN ISO 14688-1:2018, 40 Seiten, Berlin

DIN – Deutsches Institut für Normung e.V. (2018b): *DIN EN ISO 14689: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels (ISO 14689:2017)*; Deutsche Fassung EN ISO 14689:2018, 37 Seiten, Berlin

DIN – Deutsches Institut für Normung e.V. (2019): *VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - DIN 18312 „Untertagebauarbeiten“*, 21 Seiten, Berlin.

ÖGG - Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (2021): *Richtlinie für die Geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb - Gebirgscharakterisierung und Vorgangsweise zur nachvollziehbaren Festlegung von bautechnischen Maßnahmen während der Planung und Bauausführung*, 3. überarbeitete Auflage 2021, 44 Seiten + 2 Anhänge.

ÖGG - Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (2013): *Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit kontinuierlichem Vortrieb - Gebirgscharakterisierung und Vorgangsweise zur nachvollziehbaren Festlegung von bautechnischen Maßnahmen während der Planung und Bauausführung*, 1. Auflage 2013, 49 Seiten.

ÖGG - Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (2022): *Empfehlung für die Baugelogeische Dokumentation bei der Ausführung von Untertagebauwerken*, 1. Auflage 2022, 100 Seiten.

ÖNORM B 2203-1: *Untertagebauarbeiten – Werkvertragsnorm, Teil 1: Zyklischer Vortrieb*, 01.12.2001

ÖNORM B 2203-2: *Untertagebauarbeiten – Werkvertragsnorm, Teil 2: Kontinuierlicher Vortrieb*, 01.01.2005

Plinninger, R.J., Sommer, P. & Poscher, G. (2017): *On the role of the Engineering Geologist in the Construction Phase of Challenging Tunnel Projects.* - in: Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions. Bergen / Norway, S. 2313-2319.

Scholz, M. & Spaun, G. (2017): *Die gute Dokumentation ist stets objektiv.* - Geomechanik & Tunnelbau, 10 (2017), 5: S. 584-590, Berlin (Ernst & Sohn).



Ingenieurgeologisches Datenmanagement beim Tunnel Hauptbahnhof - 2. S-Bahn-Stammstrecke München

M. Wunderle, Max Bögl Tunnelbau – Geotechnik & Umwelt, München
N. Buschle, Max Bögl Tunnelbau – Geotechnik & Umwelt, München

Beim Bau des Tunnel Hauptbahnhof zur Herstellung der 2. S-Bahn-Stammstrecke in München wird im Zuge des Risikomanagements ein Datenmanagementsystem zur ingenieurgeologischen Überwachung der Interaktion zwischen den (Tunnel-)Bauarbeiten mit Wasserhaltungsmaßnahmen und den Baugrund- und Bauwerksverformungen eingesetzt. Die übergeordnete Zusammenführung der unterschiedlichen Daten der am Bau beteiligten Fachgewerke und deren speziellen Messgebern, sowie die Implementierung von Daten Dritter, stellt sich dabei als komplexe Herausforderung heraus. Das Datenmanagementsystem kann als Bestandteil der Digitalisierung in der Baubranche zudem eine Datenbasis für das zukünftige Arbeiten nach der BIM-Methode bereitstellen.

1 Einleitung

Bei der Bauausführung von Großprojekten kann im Zuge des Risikomanagements ein ingenieurgeologisches Datenmanagementsystem gefordert sein, das den Bauzustand, spezielle Maßnahmen und Monitoringsysteme grafisch darstellen und in Kombination auswerten kann.

Es gibt unterschiedliche Softwarelösungen für diese Aufgaben, jedoch sind diese meist gewerksspezifisch und können oft nur die spezifischen Auswertungen und Darstellungen wie z.B. ein Tunnelband, die TVM-Parameter, Injektionsparameter, das Wasserhaltungsmanagement oder das Geomonitoring abbilden.

Kombinierte Auswertungen ausgewählter Daten sind bei einzelnen übergeordneten Plattformen möglich, oftmals bei Fachplattformen jedoch nicht.

Somit müssen spezielle Datenkombinationen durch den Ingenieurgeologen zusammengestellt und ausgewertet werden. Diese individuelle Auswertung kann einen erheblichen Arbeitsaufwand mit den entsprechenden Fehlerquellen darstellen und schafft keine einheitliche Datenbasis für die Projektbeteiligten.

Da solche Datenmanagementsysteme daher projektbezogen aufgebaut werden müssen, um den komplexen Aufgabenstellungen über die unterschiedlichen Projektphasen gerecht zu werden, müssen diese entsprechend sorgfältig ausgewählt und individuell weiterentwickelt werden.

Zur gesamthaften Auswertung der Daten und sicherheitsrelevanten Interpretation, müssen die Schnittstellen zwischen den einzelnen Fachgewerken wie

z.B. Tunnel-/Tiefbau, Injektionen, sensibler Infrastruktur, Bestand, Wasserhaltung und Geomonitoring aufgelöst werden.

Beim Bau des Tunnel Hauptbahnhof -dem westlichen Teilabschnitt der 2. S-Bahn-Stammstrecke in München- wird deshalb ein projektspezifisches Datenmanagementsystem aufgebaut, das die kombinierte Auswertung unterschiedlichster Messgeber aus den Fachgewerken leisten können soll.

Unter intensiver Abstimmung zwischen den Projektbeteiligten und interdisziplinärer Zusammenarbeit mit der beauftragten Fachfirma wird versucht, das Projektgeschehen digital abzubilden und die kombinierte Auswertung zwischen Bautätigkeiten, Infrastruktur, Verformungen, und Wasserhaltungsmaßnahmen zu ermöglichen.

Eine besondere Herausforderung ist dabei die Überwachung der bestehenden U-Bahn-Station der U1/U2 am Hauptbahnhof während der Herstellung des zentralen Aufgangs, des späteren Haltepunkts am HBF in Schlitzwand-Deckel-Bauweise. Hier werden mittels umfangreicher Monitoringmaßnahmen die Verformungen der kritischen Infrastruktur in Zusammenhang mit den Bautätigkeiten ausgewertet.

Auch die Überwachung von Verformungen des Gleisvorfelds des HBF München, die während Grundwasserabsenkungen und den späteren Tunnelvortrieben entstehen können, müssen unter Berücksichtigung der Einflussfaktoren von Witterung und Verkehr im Millimeterbereich ausgewertet werden.

Überschreitungen von Schwellenwerten, die durch baubedingte Verformungen ausgelöst werden, führen im schlimmsten Falle zur Einstellung des Zugverkehrs, was zwingend vermieden werden muss.

2 Datenmanagement Tunnel Hauptbahnhof

Beim Bau des Projektabschnitts VE30 „Tunnel Hauptbahnhof“ durch die Arbeitsgemeinschaft Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Max Bögl Stiftung & Co. KG, Ed. Züblin AG und Bauer Spezialtiefbau GmbH müssen neben Spezialtiefbau- und Ingenieurbauarbeiten auch maschinelle und konventionelle Tunnelvortriebe unter Druckluft, sowie Wasserhaltungsmaßnahmen und Verformungsmessungen ausgeführt werden (Abb. 2-1).



Abbildung 2-1: Projektübersicht VE30 Tunnel Hauptbahnhof. Hauptgewerke (Spezial-)Tiefbau, Wasserhaltung, Ingenieurbau und Tunnelbau.

Es kommen somit über die Bauzeit unterschiedliche Fachgewerke zum Einsatz, die ihre Maschinen-, Herstell- und sonstigen Daten auf gewerkspezifische Datenplattformen bereitstellen.

Insbesondere die Gewerke der Wasserhaltung und des Verformungsmonitorings, sowie der maschinellen Tunnelvortriebe bringen eigene Fachplattformen mit sich, die unterschiedlich weit entwickelt sind und übergeordnet zur Auswertung und ingenieurgeologischen Interpretation zusammengeführt werden müssen.

Gefordert war, dass alle relevanten Messdaten über den gesamten Zeitraum der Baumaßnahme bis zur Fertigstellung zuverlässig erfasst, dokumentiert und archiviert werden müssen.

Sämtliche Ergebnisdaten aus den Wasserhaltungsmaßnahmen sollten in einer Datenbank für Grundwassermanagement zeit- und ortsbezogen verwaltet werden, damit gemeinsame Auswertungen verschiedener Messpunkte und geotechnischer Messgeber kombiniert ausgeführt werden können.

Die Daten aus dem Verformungsmonitoring und die speziellen Auswertungen sollten ebenfalls in das Datenmanagementsystem integriert werden.

Die Visualisierung der Daten auf der Auswertzentrale sollte eine grafische und eine tabellarische Darstellung der Deformationen bzw. Verschiebungen, geordnet nach Setzung bzw. Hebung, Querverschiebung und Längsverschiebung in Abhängigkeit von der Zeit und Bauzuständen ermöglichen. Zudem sollte die Möglichkeit bestehen, die definierten Schwellenwerte mit darzustellen.

Die Interpretation der Messergebnisse erfolgt durch die geotechnische Fachbauleitung.

Da zu Projektbeginn somit lediglich eine unspezifische Beschreibung der Anforderungen an das übergeordnete Datenmanagementsystem vorhanden war, mussten diese im Speziellen zuerst interdisziplinär mit den Projektbeteiligten abgestimmt werden. Anschließend wurde mit einem projektspezifischen Pflichtenheft ein Anbieter gesucht, der die darin beschriebenen Anforderungen umzusetzen kann.

Nachfolgend ist eine beispielhafte Auflistung an unterschiedlichen Messgebern dargestellt, die im übergeordneten Datenmanagementsystem zur ingenieurgeologischen Auswertung zusammengeführt werden müssen (Abb. 2-2).

RS 3	Monitoring	110 Prismen (Oberfläche)
		12 Prismen (Schacht)
	Wasserhaltung	1 Inklinometer (Schacht)
48 Prismen (Konvergenz)		
Konventioneller Tunnelvortrieb	16 Brunnen	
	14 Pegel	
TVM West	Monitoring	Geotechnisches Tunnelband
		Messquerschnitte untertage
Maschineller Tunnelvortrieb	Monitoring	Druckluftparameter
		300 Prismen obertage
ZA	Monitoring	50 Messquerschnitte untertage je TBM
		10 Extensometer
U1/U2	Monitoring	1 Inklinometer
		Überwachung Donnersbergerbrücke, Arnulfsteg, Hackerbrücke, Paul-Heyse-Unterführung und Gmit X Prismen
U1/U2	Überlaufbrunnen	3 TBMs
		Daten gem. TVB28
U1/U2	Monitoring	Vereisung an Querschlägen
		2 Inklinometer
U1/U2	Monitoring	300 Prismen
		5 Doppelmessstellen mit Trivec & Gleitmikrometer
U1/U2	Monitoring	5 Doppelmessstellen mit Extensometer & Inklinometer
		10 6-fach Extensometer
U1/U2	Monitoring	4 RH-Extensometer mit 16 Tiefenstufen
		51 Brunnen
U1/U2	Monitoring	12 Pegel
		3 Schlauchwaagen à ca. 100 m
U1/U2	Monitoring	10 Fissurometer
		26 Prismen
U1/U2	Monitoring	15 Inklinometer
		5 Horizontalinklinometer
U1/U2	Überlaufbrunnen	16 MIDs Mengendurchflussmesser

Abbildung 2-2: Beispielhafte Übersicht über unterschiedliche Messgeber die im Datenmanagementsystem zusammengeführt werden müssen.



Im Zuge der Abstimmung mit den Anbietern solcher Datenmanagementsysteme müssen die Randbedingungen und die Möglichkeiten zur projektspezifischen Anpassung und Weiterentwicklung kritisch hinterfragt werden.

Es muss geklärt werden, welche IT-Voraussetzungen auf der Baustelle gegeben sein müssen. Kosten für die Weiterentwicklung und Verlängerung der Projektlaufzeit müssen abgeschätzt werden. Auch muss geklärt werden, wie lange es dauert, bis spezielle Weiterentwicklungen nutzbar sind. Welche Daten können aus den einzelnen Fachplattformen in das übergeordnete Datenmanagementsystem übertragen werden und welches Übertragungsintervall ist dabei möglich?

3 Weiterentwicklung und Zusammenführung

Die übergeordnete Zusammenführung ausgewählter Daten wird beim Projekt VE30 „Tunnel Hauptbahnhof“ mit dem Geomonitorsystem iGM.NET der Firma intermetric GmbH umgesetzt.

Die bestehenden Fachplattformen für das Grundwasserdatenmanagement von Hölscher Wasserbau (Prozessleitsystem AQASYS der Fa. SCHRAML GmbH) und des Verformungsmonitorings von intermetric (ebenfalls iGM.NET) werden auf Grund ihrer Detailtiefe in der Datenpräsentation weiterentwickelt.

Im Grundwasserdatenmanagement sind die Prozessleitbilder für die einzelnen Baufelder und der dort installierten Wasserhaltungsanlagen dargestellt.

Der Betriebszustand von Pumpen, Grundwasserstände in Grundwassermessstellen und die Überwachung von Wasseraufbereitungsanlagen wird hier teilweise in Echtzeit abgebildet (Abb. 3-1).

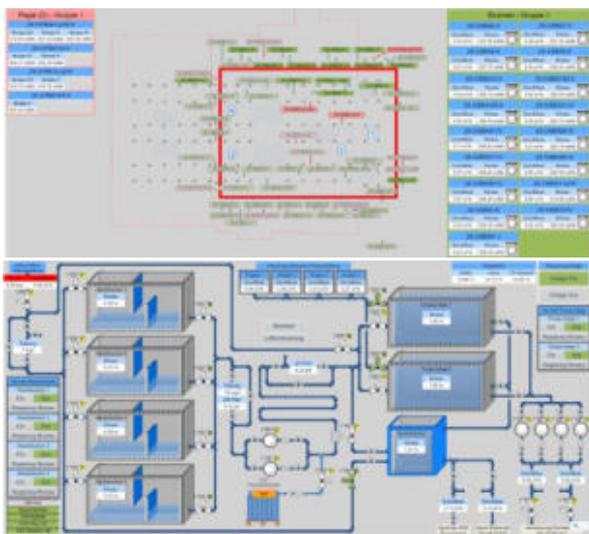


Abbildung 3-1: Prozessbilder Wasserhaltung. Oben: Betriebszustand von Brunnen. Unten: Betriebsüberwachung Wasseraufbereitungsanlage.

Das Prozessleitsystem wird z.B. dahingehend weiterentwickelt, dass Detailabbildungen von Brunnen und Grundwassermessstellen mit dem erkundeten Baugrund, dem Ausbau und den aktuellen Grundwasserverhältnissen in Bezug gesetzt werden. Somit lassen sich Beobachtungen bei Wasserhaltungsmaßnahmen und das Erreichen von Alarmwerten beim Wasserstand direkt auf der Fachplattform ingenieurgeologisch interpretieren (Abb. 3-2).

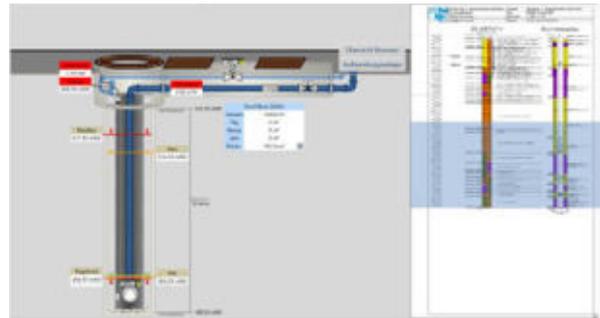


Abbildung 3-2: Weiterentwicklung des Prozessbildes für einen Förderbrunnen mit Baugrundaufschluss, Brunnenausbau, aktuellem Wasserstand im Brunnen und Alarmniveaus.

Im Geomonitorsystem werden die Verformungsmessungen aus den unterschiedlichen Messsystemen bereitgestellt und ausgewertet.

Neben der schwellenwertbedingten Einfärbung von Einzelmesspunkten können auch flächige Auswertungen in Farbflächenplänen dargestellt werden (Abb. 3-3).



Abbildung 3-3: Geomonitoring am Rettungsschacht 3 zur Überwachung von Baugrundverformungen.

Die größte Herausforderung bei der Weiterentwicklung der Geomonitoringplattform zum übergeordneten Datenmanagementsystem besteht darin, neben der Auswahl charakteristischer Parameter aus den Fachplattformen, die gewerkspezifisch relevanten Darstellungen und den Bauablauf zu implementieren, sowie die unterschiedlichen Messdaten in Kombination zueinander auszuwerten und darzustellen.

In einem ersten Arbeitsschritt wurde der Bauablauf der (Spezial-)Tiefbauarbeiten so dargestellt, dass jeder Bohrpfahl, jeder Anker und jede Bodenverbesserungssäule im jeweiligen Herstellungszustand abgebildet wurden. Über eine Eingabe des Baufortschritts in einer Excel-Tabelle wurde nach jeder Eintragung der Zustand automatisch aktualisiert.

Mit derselben Systematik wurde der Baufortschritt bei den Aushub- und Ingenieurbauarbeiten tages-scharf abgebildet.

Wöchentlich wird automatisch ein Messbericht generiert, der die Auswertung erleichtert.

Im nächsten Arbeitsschritt wurden die Grundwasserstände und die Förderraten aus dem Datenmanagement der Wasserhaltung an das übergeordnete Datenmanagementsystem übertragen.

Über verschiedene Darstellungsebenen, welche individuell ausgeblendet werden können, lassen sich somit die Bauarbeiten über die Tiefe, der Zustand der Wasserhaltungsanlagen und die Baugrundverformungen in der Draufsicht nachvollziehen (Abb. 3-4).



Abbildung 3-4: Zusammenführung von Daten aus dem Baubetrieb, der Wasserhaltung und dem Verformungsmonitoring in unterschiedlichen Ebenen.

Weiter werden flächige Darstellungen der Verformungen und der Grundwasserstände mittels sich überlagernder Farbflächenpläne entwickelt, um die aus der Wasserhaltung resultierenden Verformungen großräumiger identifizieren zu können.

Die Implementierung von Messdaten aus bestehenden Systemen Dritter erfordert weiterhin aufwändige Einzelfalllösungen. So müssen z.B. Daten der Stadtwerke München aus Durchflussmessungen, der TU München aus dem Geomonitoring der Frauenkirche

und zahlreicher eigens eingesetzter Nachunternehmer für Bohr- und Injektions- und Pressarbeiten im übergeordneten Datenmanagementsystem zur ingenieur-geologischen Auswertung zusammengeführt werden.

Hinzu kommt die Einrichtung ungeplanter, zusätzlicher Messeinrichtungen in den Baufeldern und die spezifischen Auswertungen die im laufenden Tagesgeschäft bewältigt werden müssen.

So wurden z.B. Temperaturmesssensoren an Stahlstützen des Gleishallentragwerks oder 2-Achs-Inklinometer zur Überwachung der Gleislage im 3-minütigen-Zugtakt über eine Strecke von 200 m installiert und automatisch ausgewertet.

Die Präsentation und Auswertung der Daten aus den später auszuführenden maschinellen Tunnelvortrieben erfolgt mit dem TUNNELING PROCESS CONTROL-System (TPC) der Fa. Tunnelsoft (BabEng).

TPC ermöglicht die vollständige Vortriebsüberwachung mittels Datenvisualisierungs-, Organisations- und Analysefunktionen.

Besonders das Berichtswesen von Schicht- oder Ringberichten, Schadens- und Reparaturberichten mit Fehlermeldungen, Datenauswertung und Spezialberichte zur Leistungsübersicht und Vortriebsdokumentation ist Teil des Risikomanagements während den maschinellen Vortrieben (Abb. 3-5).

Die individuell generierbaren Berichte werden klar strukturiert, automatisch erstellt und nach vorabgestimmten Intervallen an die Projektbeteiligten verteilt.

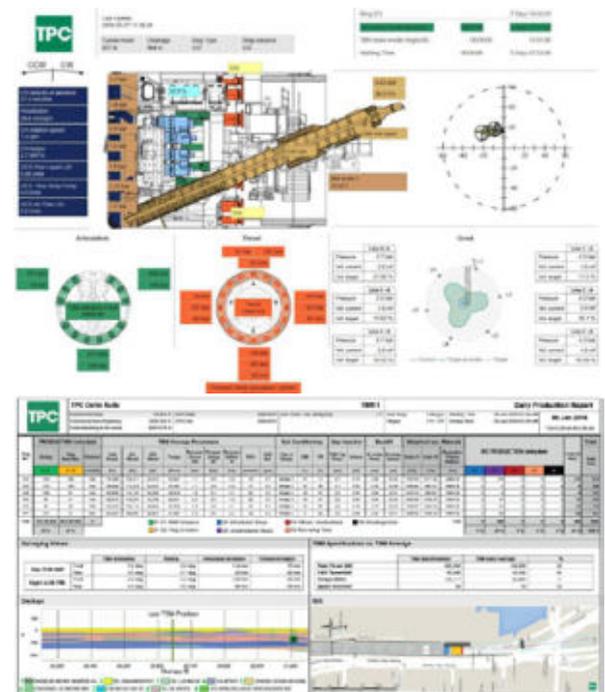


Abbildung 3-5: Beispiel Prozessbild und Berichtswesen während maschinellen Vortrieben.



Ausgewählte Vortriebsparameter der TVM werden auch hier an das übergeordnete Datenmanagementsystem übergeben, so dass die kombinierte Auswertung mit anderen geotechnischen Messgebern gegeben sein wird.

Für die Abbildung der konventionellen Vortriebe unter Druckluft im Datenmanagementsystem ist vorgesehen, dass die Vortriebs-, Druckluft-, Wasserhaltungs- und Verformungsdaten zusammengeführt und ein Tunnelband, bestehend aus den Scans des Ausbruchs und der Spritzbetonaußenschale integriert werden.

4 Ingenieurgeologische Überwachung

Im Zuge des Risikomanagements ist die Gefahrenvorausschau ein wesentliches Arbeitsmittel. Durch die kombinierte Auswertung unterschiedlicher Messdaten aus dem Baubetrieb, der Wasserhaltung und dem Verformungsmonitoring im Datenmanagementsystem soll die frühzeitige Erkennung von Risiken und das Veranlassen von Gegensteuerungsmaßnahmen ermöglicht werden.

Bei der geotechnischen Überwachung des Bestandsbauwerks der U1/U2 am Haltepunkt Hauptbahnhof bedeutet dies im Fall einer bestätigten Grenzwertüberschreitung z.B. die Einstellung des U-Bahn-Verkehrs.

Bei der Vielzahl an Messgebern in den unterschiedlichen Untergeschossen muss durch das übergeordnete Datenmanagementsystem u.a. erreicht werden, dass die Lokalität der Messstellen und die Einflussfaktoren auf die Messergebnisse nachvollziehbar sind, um die Verformungsmessungen situationsbezogen interpretieren zu können (Abb. 4-1).

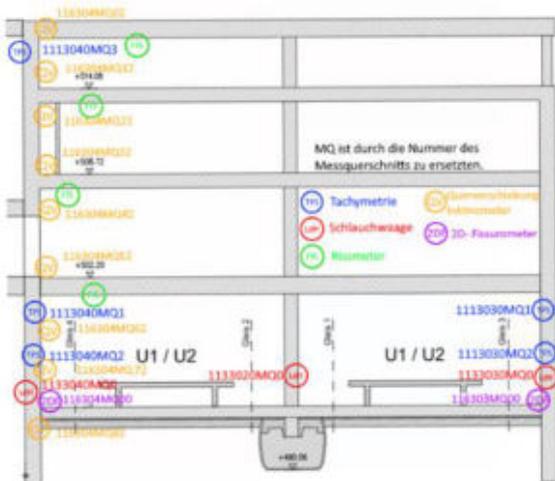


Abbildung 4-1: Ausschnitt aus dem Verformungsmonitoring der U1/U2 mit einer Vielzahl an Messgebern.

Um die Entwicklung von Verformungen der Bestands-Schlitzwand entlang vorab definierter Messquerschnitte beobachten zu können, wurden Hebungs-Setzungs- oder Querverformungsdiagramme für vordefinierte Zeiträume erstellt (Abb. 4-2). Zudem wird die Temperatur im Bauwerk erfasst, um die Verformungen einer ersten Plausibilitätsprüfung zu unterziehen.

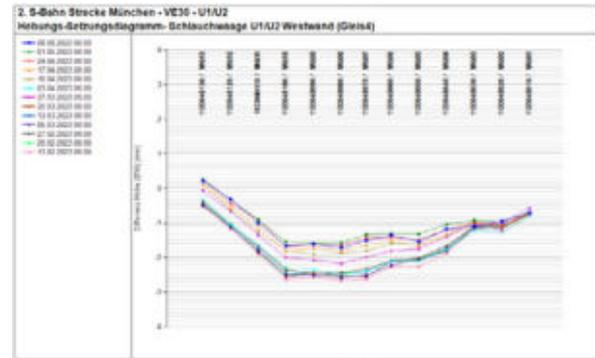


Abbildung 4-2: Beispiel Hebungs-Setzungsdiagramm eines Schlauchwaagenmessquerschnitts.

Bei Überschreitung der definierten Schwellenwerte, wird eine automatische Benachrichtigung an die definierte Meldekette versendet.

Durch die strukturierte Ergebnisanalyse muss dann schnellstmöglich die Zusammenstellung und Korrelation der unterschiedlichen Messgeber ermöglicht werden, um die Interaktion zwischen Baugrund und Bestandsbauwerk unter Berücksichtigung der ausgeführten Bautätigkeiten feststellen, oder ausschließen zu können (Abb. 4-3).

Durch individuelle Einstellungen und Ansichten können die Projektbeteiligten je nach Fragestellung unterschiedliche Grafiken aus den bestehenden Daten generieren, auswerten und interpretieren.

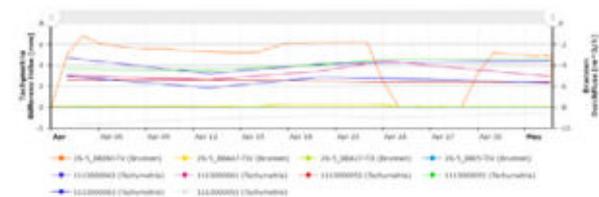


Abbildung 4-3: Beispiel Ergebnisanalyse. Korrelation von Höhenverformungen mit dem Grundwasserstand und dem Durchfluss an Brunnen.

Nach der Verifizierung des Messwerts/der Schwellenwertüberschreitung und der Interpretation der Situation müssen vorab festgelegte Maßnahmen veranlasst und der Alarmplan aktiviert werden.

Für die einzuleitenden Maßnahmen bei baubedingten Verformungen, oder Störfällen während der ingenieurgeologischen Überwachung wie z.B. dem Ausfall von Messsystemen müssen deshalb im Zuge des Risikomanagements Kataloge und Alarmpläne entwickelt und abgestimmt werden, aus denen die konkrete Handlungsweise im Eintrittsfall hervorgeht.

5 Fazit & Ausblick

Die Zusammenführung der Interessen der Projektbeteiligten (Planung, Überwachung, Bewertung) und das Abklären der unterschiedlichen Vorstellungen der Ergebnisdarstellung stellt die Basis für den Aufbau eines übergeordneten Datenmanagementsystems dar.

Die Schwierigkeit beim Aufbau des übergeordneten Datenmanagementsystems besteht darin, ein sinnvolles Übertragungsintervall von den Fachplattformen zu wählen, da bei einer Echtzeitübertragung zwar die absolute Transparenz gewährleistet ist, jedoch unplausible Daten übertragen werden können, die im Nachgang ggfs. nochmals korrigiert bzw. kommentiert werden.

Die Übertragungsrate der Datensätze (in Echtzeit ohne Plausibilisierung, oder zeitversetzt dann plausibilisiert) muss dann auch bei der Datenauswertung berücksichtigt werden.

Die Auswahl der gewerkspezifischen Parameter für das übergeordnete Datenmanagementsystem und die Möglichkeiten wie diese visualisiert werden können, stellt eine zentrale Fragestellung beim Datenmanagement dar.

Ebenfalls muss die Integration von Daten Dritter (z.B. Überlaufbrunnen U1/U2, Geomonitoring Gleishalle, Monitoring Frauenkirche, etc.) wenn möglich mit den jeweiligen Betreibern abgestimmt werden, ansonsten müssen aufwändige Einzellösungen programmiert werden.

Die intensive Kontrolle der Datenerfassung und Plausibilitätsprüfung der Daten stellt die größte Herausforderung beim Betrieb des Datenmanagements dar. Arbeitstäglich werden durch die Verantwortlichen augenscheinliche Vollständigkeits- und Plausibilitätskontrollen der betriebenen Messsysteme und erfassten Daten durchgeführt. Bei Auffälligkeiten wird ein Kurzbericht zur Aufklärung und Verbesserung erstellt.

Für die Daten der Wasserhaltung wurde ein Störmeldearchiv für unplausible Daten eingeführt, in dem tabellarisch dokumentiert in welchem Zeitraum es an welcher Grundwassermessstelle/Brunnen/Anlage zur Aufzeichnung von unplausiblen Daten kam und was die Ursache hierfür war (z.B. Beschädigungen, Ausfall, Besonderheiten, Bemängelungen).

Auch wird zur Nachvollziehbarkeit dokumentiert, wenn Kalibrierungen oder Eingriffe in die Aufzeichnung stattgefunden haben.

Die kombinierte Auswertung unterschiedlicher Messgeber in der Ergebnisanalyse, kann bei optimaler Darstellungsweise, das geeignete Mittel zur ingenieurgeologischen Auswertung und Interpretation der Messdaten sein, wenn diese baubegleitend optimiert wird.

Bei den Bauarbeiten im Nahbereich der Gleisanlagen muss durch die Überwachung zu jederzeit der sichere Bahnbetrieb ermöglicht werden (Abb. 5-1).

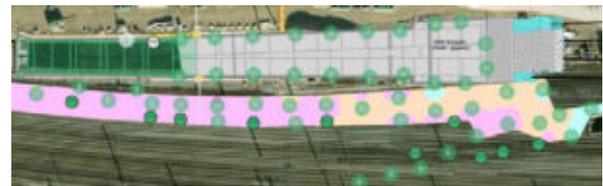


Abbildung 5-1: Beispiel ingenieurgeologische Überwachung der Bauarbeiten im Nahbereich der Gleisanlage.

Um die Interaktion zwischen Baugrund, Bautätigkeiten und Messdaten flächig beobachten zu können, wird derzeit die überlagerte Darstellung von Verformungen und Grundwasserständen in Farbflächenplänen und die anschauliche Darstellung von Baumaßnahmen, Verformungen, Wasserhaltung in Lageplänen, Schnitten und Bildern weiterentwickelt.

Durch die Abbildung der Baumaßnahme und deren Interaktionen teilweise in „Echtzeit“ werden die Projektbeteiligten in die Lage versetzt jederzeit direkte Rückfragen zu beobachteten Sachverhalten zu stellen.

Dies hat neben dem Vorteil, dass kritische Situationen durch die unterschiedlichen Beobachter frühzeitig erkannt werden können auch den Nachteil, dass situationsbedingt nicht alle Beteiligten die Möglichkeit hatten die Daten bereits zu sichten und, dass nicht sichergestellt ist, dass eine Plausibilitätsprüfung und Bewertung stattgefunden hat.

Somit ist ein hoher Arbeitsaufwand bei der Entwicklung und Betreuung des Datenmanagementsystems zur ingenieurgeologischen/geotechnischen Begleitung eines Großprojekts erforderlich, der eine offene, interdisziplinäre Zusammenarbeit und Sensibilität für die Aufgabe erfordert.

Da sich der Markt der Anbieter mit zunehmender Digitalisierung in der Baubranche und Vielfalt der Fachgewerke vermutlich weiter spezialisieren wird, muss die Zusammenführung der Fachgewerke und die Reduzierung der Schnittstellen in übergeordneten Datenmanagementsystemen weiterverfolgt werden.



3D-Baugrundmodellierung im BIM-Prozess

M.Sc. Benedikt Stille, CDM Smith, Bochum
Dr.-Ing. A. Kisse, CDM Smith, Bochum
Dipl.-Ing. Dominik Oellers, CDM Smith, Bochum

Der Beitrag beschreibt anhand ausgewählter Beispiele, Methoden und Arbeitsweisen zur Erstellung eines Fachmodells Baugrund und dessen Einbindung in den weiteren BIM-Prozess.

1 Einleitung

Im Zuge der fortschreitenden Digitalisierung in der Geotechnik gewinnt die BIM-Baugrundmodellierung zunehmend an Bedeutung. Eine Vielzahl aktueller Ausschreibungen beinhalten neben klassischen Baugrundbeurteilungen und geotechnischen Beratungsleistungen, zusätzlich die Aufgabe zur Erstellung von BIM Fachmodellen wie z.B. dem 3D-Baugrundmodell. Die effiziente Einbindung in den BIM-Prozess stellt dabei oft eine besondere Herausforderung dar. Um dieser Aufgabe gerecht zu werden, müssen neue Arbeitsabläufe und Anforderungen an die Untergrunderkundung berücksichtigt werden.

2 Herausforderungen bei der BIM-Baugrundmodellierung

Der Prozess der BIM-Baugrundmodellierung erfordert insbesondere bei der Vorplanung der Baugrunderkundung, dem Datenmanagement und der eingesetzten Software zahlreiche neue Herangehensweisen.

2.1 Planung der Baugrunderkundung

Bereits bei der Planung der Erkundungsarbeiten und des Laborprogramms, müssen die in den Auftraggeber-Informationsanforderungen (AIA) geforderten Leistungen berücksichtigt werden. Für eine möglichst sinnvolle Nutzung des Baugrundmodells müssen mit der Planung der Erkundungsarbeiten und des Laborprogramms die Voraussetzungen geschaffen werden, um die geforderten Sub-Fachmodelle mit entsprechenden Eigenschaften versehen zu können. Werden neben den standardmäßigen noch weitere Sub-Fachmodelle wie zum Beispiel ein Grundwassermodell oder ein LAGA-Modell gefordert, sind eine ausreichende Anzahl an Grundwassermessstellen und Schadstoffanalysen zu berücksichtigen.

2.2 Datenmanagement

Ein effektives Datenmanagement ist von entscheidender Bedeutung für die Erstellung und weitere Nutzung von BIM-Baugrundmodellen, da eine große

Menge an geotechnischen Daten und Informationen in die Modelle einfließt. Die Herausforderung besteht darin, diese Daten effizient zu erfassen, zu speichern, zu verwalten und zu aktualisieren. Es ist wichtig, eine klare Struktur und Organisation zu schaffen, um sicherzustellen, dass die Daten einfach zugänglich und verwaltbar sind. Darüber hinaus ist es ratsam, geeignete Werkzeuge und Technologien zur Unterstützung des Datenmanagements einzusetzen, wie z.B. Datenbanken oder cloudbasierte Plattformen, die eine effiziente Speicherung und gemeinsame Nutzung der Daten ermöglichen. Um ein reibungsloses Datenmanagement zu gewährleisten, sollten feste Prozesse für die Datenerfassung und -aktualisierung festgelegt werden. Ein gut organisiertes Datenmanagement trägt dazu bei, die Qualität der Modelle und die Effizienz der Modellerstellung wesentlich zu verbessern.

2.3 Schnittstellen und Software

Da BIM ein multidisziplinärer Ansatz ist, der verschiedene Fachbereiche und Gewerke umfasst, müssen die Baugrundmodelle nahtlos in den Gesamtkontext des BIM-Modells integriert werden. Dies erfordert eine effektive Kommunikation und Zusammenarbeit zwischen den verschiedenen Projektbeteiligten, wie Architekten, Ingenieuren und Bauunternehmern. Es ist wichtig, dass die Schnittstellen klar definiert und standardisiert sind, um Missverständnisse und Datenverluste zu vermeiden. Darüber hinaus müssen die Datenformate und -strukturen zwischen den verschiedenen Softwareanwendungen und Werkzeugen, die für die BIM-Baugrundmodellierung verwendet werden, kompatibel sein. Insbesondere wenn für weitere Planungsprozesse native Dateiformate zum Einsatz kommen sollen, bedarf es einer klaren Definition der bereitzustellenden Formate.

Eine gute Koordination und ein regelmäßiger Informationsaustausch zwischen den Projektbeteiligten sind entscheidend, um die Schnittstellenproblematik zu überwinden und eine erfolgreiche Integration der Baugrundmodelle in den BIM-Prozess zu gewährleisten.

3 Datenerfassung und -aufbereitung

Zunächst werden alle vorhandenen geotechnischen Daten zusammengestellt, welche in die Modellierung und spätere Attribuierung einfließen. Dazu zählen unter anderem Bohrerergebnisse, Archivbohrungen, geologische Berichte und geotechnische Gutachten. Häufig liegen Bohrinformationen zwar in digitaler Form als PDF vor, eignen sich so allerdings nur bedingt zur maschinellen Verarbeitung. Diese Daten müssen zum großen Teil manuell in ein maschinenlesbares Format gebracht werden.

Anschließend werden die Daten bereinigt und aufbereitet, um Fehler oder Inkonsistenzen zu identifizieren und zu korrigieren. Dies beinhaltet die Standardisierung von Einheiten und die Vereinheitlichung der geologischen Bezeichnungen. Die Datenaufbereitung umfasst auch die Zuordnung von geotechnischen Attributen wie Bodentypen, Baugrundsichten und Festigkeitsparametern.

Eine anschließende Überführung der Daten in ein Datenbanksystem vereinfacht die spätere Verwendung und Aktualisierung der Daten.

Hier hat sich OpenGround® Cloud als nützliches Tool zur Verwaltung geotechnischer Daten erwiesen. Die Daten umfassen dabei die geologische Stratigraphie, In-situ-Tests einschließlich CPT und dynamischer Sondentests, Labortestergebnisse einschließlich Schadstofftests und geophysikalische Messdaten. Neben der Erfassung und Organisation der Daten bietet die Software durch den cloudbasierten Ansatz direkte Schnittstellen zu externen Modellierungs-Programmen wie Leapfrog Works oder Autodesk® Civil 3D®, sodass sichergestellt ist, dass die Modellierung immer auf Basis aktueller Daten erfolgt. Neben der Erfassung und Organisation der Daten bietet die Software umfangreiche Möglichkeiten zur grafischen Darstellung und Analyse. Dazu gehören zum Beispiel die Erstellung von Bohrprofilen oder die Darstellung der Sondierungslokationen in Lageplänen.

4 Modellierung

Im Bereich der Erstellung geologischer Untergrundmodelle hat sich die Software Leapfrog Works bewährt. Als Datengrundlage können dabei neben Bohrsondierungen auch digitale Geländemodelle, geophysikalische Messungen und geologische Strukturdaten genutzt werden. Die Modellierung der Schichtgrenzen und damit der einzelnen Baugrundsichten erfolgt mittels eines impliziten Modellierungsansatzes, welcher durch unterschiedliche Algorithmen die Einzelflächen automatisch erstellt und interpoliert.

Aus den erstellten 3D-Modellen lassen sich geologische Querschnitte und Layouts generieren, welche für die Verwendung in Berichten oder als Eingaben

für andere Softwarepakete exportiert werden können, einschließlich geotechnischer Software und numerischer Analysesoftware, die mit 2D-Geometrien arbeiten.

Die Erstellung der Modelle geschieht immer unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Zielsetzungen der Modellierung. Abhängig von den spezifischen Anforderungen, können zum Beispiel die zu nutzenden Ausgangsdaten definiert werden. Liegt bei einem Modell der Fokus auf einer exakten Wiedergabe der Topografie, können umfangreiche GIS-Datensätze als Modellierungsgrundlage hinzugezogen werden, um die Genauigkeit des Geländemodells zu erhöhen.

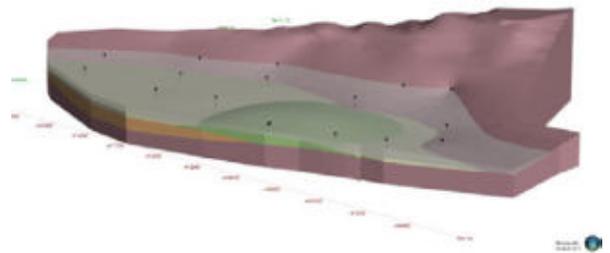


Abbildung 4-1: BIM-Baugrundmodell mit erweiterter Topografie.

In anderen Fällen kann der Fokus auf einzelnen Baugrundsichten innerhalb eines Untersuchungsraumes liegen. Zum Beispiel bei der Planung komplexer Baugruben in Verbindung mit einem Schlitzwandverbau, um so den Höhenverlauf tragender Baugrundsichten nachvollziehen zu können.

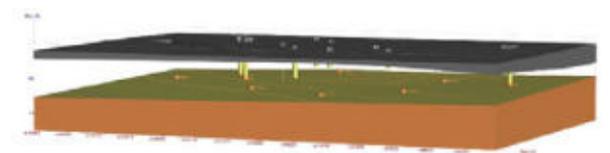


Abbildung 4-2: BIM-Baugrundmodell mit Fokus auf eine einzelne Baugrundsicht.

Auch die Wahl der Modellgrenze sollte in Abhängigkeit der Zielsetzung und der vorliegenden Datengrundlage gewählt werden. Wird zum Beispiel eine Baugrunderkundung entlang einer geplanten U-Bahn Trasse durchgeführt kann die Modellgrenze der Trassenachse folgen. Um Modellbereiche mit schlechter Datengrundlage zu vermeiden können zusätzlich über Pufferbereiche um die einzelnen Aufschlusspunkte, Modellgrenzen definiert werden.

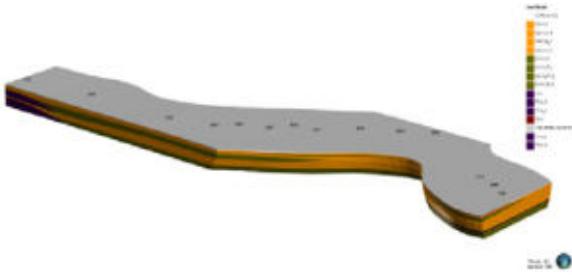


Abbildung 4-3: BIM-Baugrundmodell entlang einer geplanten U-Bahn Trasse.

5 Integration in den BIM-Prozess

5.1 Attribuierung

Die Attribuierung kann in der Regel direkt in der Software erfolgen, mit welcher die Modelle erstellt werden. Hier erfolgt die Eingabe häufig manuell und ist somit insbesondere bei einer großen Anzahl von Attributen und Property-Sets sehr aufwendig.

Daher kann es ratsam sein die Attribuierung in andere Softwarepakete auszulagern und zu automatisieren. Dazu finden sich zahlreiche unterschiedliche Lösungen, die je nach eingesetzter Modellierungssoftware und vereinbarter Abgabeformate genutzt werden können.

Die erforderlichen Attribute und Property-Sets werden so automatisch erstellt und mit den entsprechenden Werten aus der der Datenbank beschrieben.

5.2 Export des Modells

Zur Einbindung in den weiteren BIM-Prozess ist die Möglichkeit des Exports in alle gängigen Datei-Formate entscheidend. Die Modelle können so in weiterführende Planungssoftware übernommen werden und mit anderen Fachmodellen in einem Koordinationsmodell zusammengefasst werden. Dazu muss für die Schnittstelle sichergestellt sein, dass alle bearbeitungsrelevanten Informationen verlustfrei übergeben werden können.

6 Fazit

Die Herausforderungen bei der BIM-Baugrundmodellierung in Bezug auf die Baugrunderkundung, das erforderliche Datenmanagement und die Entwicklung neuer Arbeitsabläufe erfordern eine sorgfältige und vorausschauende Planung, effektive Zusammenarbeit und die Nutzung vielseitiger Softwarepakete. So kann die BIM-Baugrundmodellierung ihr volles Potenzial entfalten und zu einer effizienten und nachhaltigen Durchführung unterschiedlichster Bauprojekte beitragen.





Erstellung eines großflächigen Fachmodells Baugrund im innerstädtischen Bereich der Hansestadt Hamburg auf Grundlage von Bestandsunterlagen

Anne Loibl, Anna-Maria Meyer & Gesine Karches
Baugeologisches Büro Bauer GmbH, München

Im Zuge einer Machbarkeitsstudie für ein großes Infrastrukturprojekt im Bereich der Hansestadt Hamburg wurde im Projektraum von 7,5 km² ein Fachmodell Baugrund anhand von Bestandsunterlagen erstellt. Aufgrund des weiträumigen Projektraums im innerstädtischen Bereich, stand ein großer zu verarbeitender Datensatz mit unterschiedlicher Qualität und Aussagekraft zur Verfügung. Neben online verfügbaren Grundwasser-, Bohrdaten, geologischen Schnitten und Karten wurde ebenfalls auf ein geologisches Bestands-3D-Modell zurückgegriffen. Mit der Implementierung der Planungsmodelle der Trassen und Stationsbereiche konnte somit anhand des Fachmodells Baugrund detaillierte geotechnische Schlussfolgerungen abgeleitet und die Machbarkeit aus Sicht der Geotechnik gründlich bewertet und eingestuft werden.

1 Einleitung

Für die Machbarkeitsstudie des Projekts Verbindungsbahn-Entlastungstunnel (VET) im innerstädtischen Bereich der Hansestadt Hamburg, wurde ein Fachmodell Baugrund benötigt, welches große Herausforderung an die Modellbildung beinhaltet. Der modellierte Projektraum betrug 7,5 km² damit mehrere Trassenvarianten des neuen S-Bahn-Tunnels zwischen dem Hamburger Hauptbahnhof und Altona bewertet und verglichen werden können. Die Modelltiefe beträgt 60 m unter Geländeoberkante.

2 Geologischer Überblick

Das Projektareal liegt nördlich der Elbe im naturräumlichen Bereich der Geest. Es stehen überwiegend quartäre Ablagerungen aus dem Pleistozän an. Die eiszeitlichen Ablagerungen unterteilen sich in drei Kaltzeiten (Elster-, Saale-, und Weichseleiszeit). Jede Vereisung hinterließ Gletscherablagerungen (Moränen/ Tille) und Schmelzwassersedimente überwiegend in Form von Sanden.

Darunter folgen tertiäre Ablagerungen, die zunächst durch Glimmertone aufgebaut sind und dann in Braunkohlesande übergehen.

Eine Besonderheit im Hamburger Untergrund stellen die Salzstöcke (Salzdiapire) dar. Der größte Salzstock ist der Othmarschen-Langenfelde Diapir (OLD), der sich von der Elbe bis in den Hamburger Norden erstreckt und bereichsweise im Projektgebiet liegt. Der Salzstock ist bis zu 3000 m tief und reicht in einigen Bereichen sehr nah an die Oberfläche.

Da der gesamte Untersuchungsraum innerstädtisch liegt, treten über weite Strecken anthropogene Böden als oberstes Schichtglied auf und schließen die Schichtfolge zur Geländeoberkante hin ab.

3 Erstellung der einzelnen Subfachmodelle

Auf Grundlage von Bestandsunterlagen wurden im Rahmen des Fachmodells Baugrund die drei Subfachmodelle Bohrungen, Bodenschichten und Grundwasser erstellt.

Um die Daten der Bestandsunterlagen in der Modellierungssoftware *Leapfrog Works* der Firma Seequent nutzen zu können, mussten etwaige Dateitransformationen durchgeführt werden. Da die Modellierungssoftware einheitliche Höhen- und Koordinatensysteme voraussetzt, müssen alle Daten dementsprechend aufgearbeitet werden.

Um alle gewünschten semantischen Informationen in die Modelle aufnehmen zu können, wurden einige Anpassungen in einem zweiten Schritt mit der Software *Revit* der Firma Autodesk vorgenommen.

Die Verwendung der Datengrundlagen zur Erstellung der einzelnen Subfachmodelle werden im Folgenden genauer erläutert.

3.1 Subfachmodell Bohrungen

Die Bohrprofilaten für das Subfachmodell Bohrungen sind im online verfügbaren Bohrdaten-Portal aus dem Stadtportal Hamburg als *.gml-Dateien frei für den Download verfügbar.

Im Projektbereich stehen etwa 9000 Bohrungen mit Erkundungstiefen zwischen einem knappen Meter und 408 m zur Verfügung. Diese große Anzahl an Daten kann jedoch nicht komplett genutzt werden. Die Schichtdaten sind bei etwa der Hälfte der Bohrungen öffentlich und somit können nur diese in das Teilmodell Bohrungen einbezogen werden. Die Bohrungen stammten während des Bearbeitungszeitraums aus den Jahren 1874 bis 2019 und unterliegen einer sehr heterogenen, stark Bearbeiter-abhängigen Qualität. So ist eine bodenmechanische oder auch eine stratigraphische Ansprache in unterschiedlicher Qualität vorhanden. Aufgrund der Fragestellung der Machbarkeitsstudie wurden für das

Bohrungsmodell alle öffentlichen Bohrungen mit einer Endteufe von > 10 m herangezogen. Somit liegen insgesamt 3632 Bohrungen für das Teilmodell vor. Nach dem Herausfiltern der verwendbaren Daten wurden diese aufbereitet, um eine sinnvolle und übersichtliche Darstellung zu ermöglichen und allgemein verständliche Informationen und Bezeichnungen zur Weiterverwendung zu erhalten. In Abbildung 3-1 ist das Subfachmodell Bohrungen mit den Bestandsbohrungen dargestellt. In den Bohrsäulen sind, nach Homogenisierung der Ansprache, nur die Hauptgemengteile (z.B.: Sand, Schluff, etc.) farblich getrennt voneinander dargestellt.

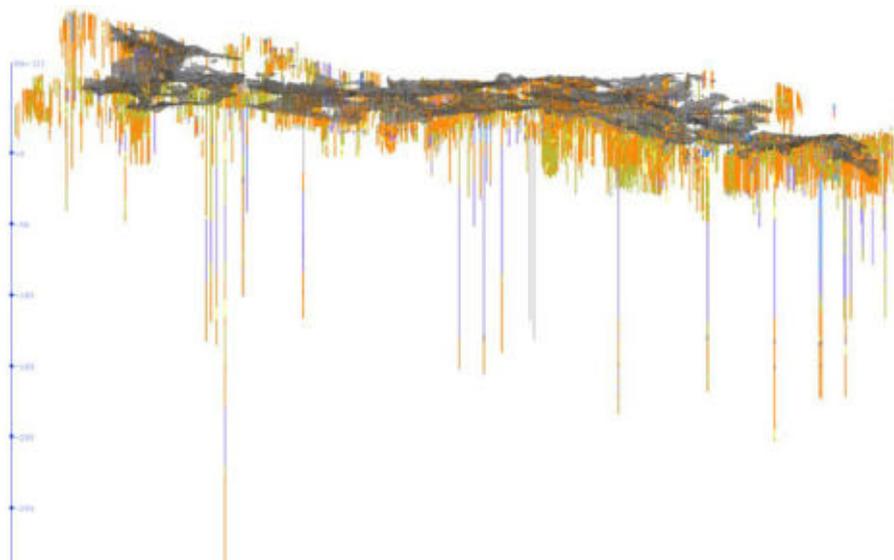


Abbildung 3-1: Subfachmodell Bohrungen mit den 3632 Bestandsbohrungen im Modellgebiet, die einzelnen Schichten der Bohrungen werden anhand des Hauptgemengteils (z.B. Sand, Schluff, etc.) in verschiedenen Farben dargestellt, Abbildung aus Leapfrog Works, 10fach überhöht.

3.2 Subfachmodell Bodenschichten

Das Subfachmodell Bohrungen gibt einen ersten Überblick auf die anstehende Geologie. Um anhand der öffentlich zugänglichen Bohrungen jedoch ein detailliertes und qualitativ hochwertiges Bodenschichtenmodell mit stratigraphischer Zuweisung aufzubauen, wäre eine noch umfangreichere Datenaufbereitung der Bohrungsdaten von Nöten gewesen, die aus wirtschaftlicher Sicht den Rahmen des Projekts gesprengt hätte. Daher wurde für den Projektbereich das bestehende geologische 3D-Untergrundmodell bei der Behörde für Umwelt, Klima, Energie und Agrarwirtschaft (BUKEA) angefragt, welches die quartären Schichten im gesamten Hamburger Stadtgebiet darstellt. Der lokale Erfahrungsschatz der örtlichen Behörde, die hohe Bohrungsdichte im innerstädtischen Bereich und die Erarbei-

tung über einen langen Zeitraum ermöglicht ein derart qualitativ hochwertiges und hochaufgelöstes 3D-Untergrundmodell (siehe Abbildung 3-2).

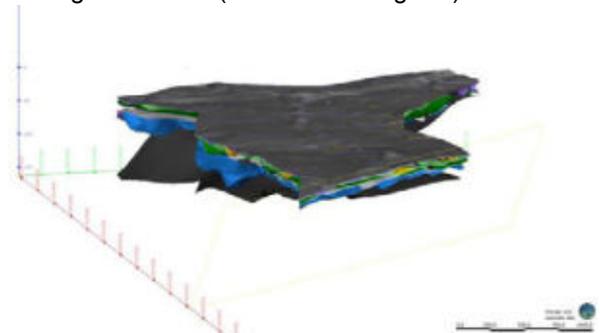


Abbildung 3-2: Darstellung der, von der BUKEA übergebenen, quartären Schichtober- und Unterkanten im Modellierungsprogramm Leapfrog Works, 10fach überhöht.



Das Modell beruht auf engmaschigen, überwiegend Nord-Süd- bzw. West-Ost-orientierten geologischen Schnitten, welche auf Grundlage von Bestandsbohrungen erstellt wurden. Aus den Schnitten wurden über geostatistische Interpolation 3D-Flächen der Schichtober- und Unterkanten modelliert.

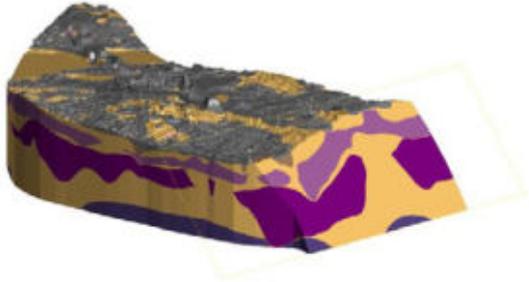


Abbildung 3-3: Ausschnitt aus dem erstellten Subfachmodell Bodenschichten in Leapfrog Works, 10fach überhöht.

Für die Erarbeitung des Subfachmodells Bodenschichten wurden zunächst die übergebenen Flächen der quartären Ober- bzw. Unterkanten in Leapfrog Works in Volumenkörper umgewandelt. Um das Modell für die geotechnischen Fragestellungen im Zuge des Bauprojekts zu optimieren, wurden weitere bautechnisch relevante Informationen hinzugefügt. Abbildung 3-3 zeigt einen Ausschnitt der erstellten Bodenschichtenmodells.

Im Bereich der geplanten Trassenvarianten wurde anhand der zur Verfügung stehenden Bohrungen und geologischen Schnitte die quartären Ablagerungen durch die Einarbeitung von Sandlinsen in die Moränenablagerungen verfeinert und ältere geologische Schichten, wie der Othmarschen-Langenfelde Diapir (Salzstock), miteingebaut.

3.3 Subfachmodell Grundwasser

Als Grundlage zur Erstellung des Subfachmodells Grundwasser dienten Grundwassergleichenkarten, die online im Geoportal Hamburg als *.gml-Dateien frei für den Download verfügbar sind.

Die komplexen Grundwasserverhältnisse im Untergrund des Planungsraums werden als Potentialoberflächen (siehe Abbildung 3-4) dargestellt.

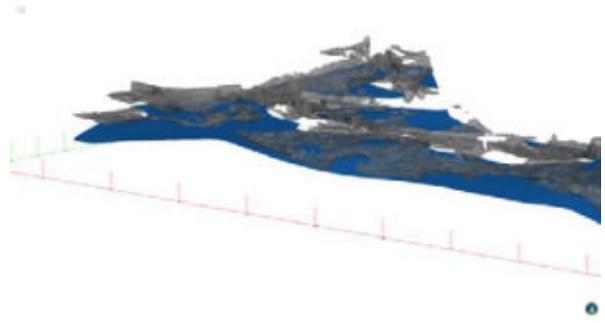


Abbildung 3-4: Modellierter Grundwasserpotentialoberfläche im Projektraum (blaue Fläche), 10fach überhöht.

4 Geotechnische Schlussfolgerungen

Aufgrund der detaillierten dreidimensionalen Darstellung des Untergrunds zusammen mit geotechnisch relevanten Informationen, fand bereits in der frühen Projektphase eine einfache und zielorientierte Absprache mit den Bauwerksplanern statt.

Die Modelle der Bauwerke (Stationen und Tunnel) konnten im Zuge der fortschreitenden Planung in die Modellierungssoftware Leapfrog Works integriert werden. In Abbildung 4-1 ist beispielsweise die Planung zweier Stationen zusammen mit den Subfachmodellen Bodenschichten und Grundwasser dargestellt.

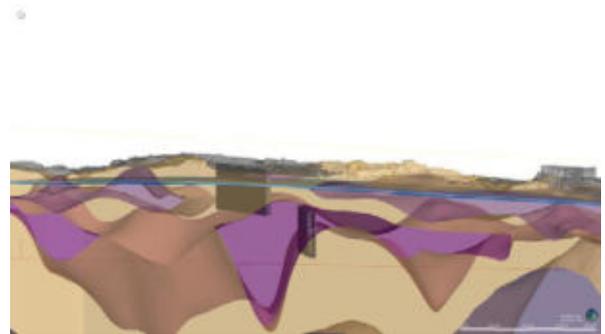


Abbildung 4-1: Darstellung der Planung zweier Stationen zusammen mit den Subfachmodellen Bodenschichten und Grundwasser in Leapfrog Works, 10fach überhöht.

Bereits im Zuge der Machbarkeitsstudie konnten so detaillierte Planungsansätze für die einzelnen Varianten definiert werden.

Die Lage der einzelnen Stationsbauwerke wurde hinsichtlich der geologischen und hydrologischen Verhältnisse optimiert. Für die bis zu 40 m tiefen Baugruben und zudem benötigte offenen Vortriebsbereiche wurden die Verbauten und Sicherungsmittel dimensioniert. Unter anderem sind überschnittene



Bohrpfahl- und Schlitzwände vorgesehen, mit natürlicher Dichtsohle bzw. hochliegender Dichtsohle (Unterwasserbeton) respektive tiefliegender Dichtsohle (Düsenstrahlverfahren / Injektion von Zement oder Weichgelen).

Für die Tunnelbauarbeiten konnten die Empfehlungen der Vortriebsarten klar definiert werden. Neben den größeren Bereichen, welche mit TVM aufgeföhren werden können, wurden auch zahlreiche Sondermaßnahmen, wie beispielsweise Rohrvortriebe im Vereisungsverfahren bzw. mit Druckluft behandelt.

5 Fazit

Das Fachmodell Baugrund ermöglicht „auf einen Blick“ Zugang zu sämtlichen, zur Verfügung stehenden, geologischen-hydrologischen Informationen. Im 3D-Modell konnten die Bauwerke und Tunnelabschnitte in ihrer Lage und Geometrie, auch im stark heterogenen Untergrund optimal an die geologisch-hydrologischen Verhältnisse angepasst werden. Verbauten, Vortriebsarten, Sicherungsmittel wurden angepasst an die lokalen Verhältnisse geplant. Des Weiteren konnte eine ergänzende Erkundung konzeptioniert werden, die sichtbare Lücken in den bisherigen Aufschlussverhältnissen schließt.

Literaturverzeichnis

BUKEA, GLA HH– Behörde für Umwelt, Klima, Energie und Agrarwirtschaft, Geologisches Landesamt Hamburg (2021). Hamburger 3D-Modell, Modellbereich MBS VET, Ober- und Unterkanten der Quartärschichten, 21.10.2021

DB Netz AG (2023). Bahnprojekte Hamburg, die Projekte, Verbindungsbahn-Entlastungstunnel.– abgerufen unter <https://www.mehr-bahn-fuer-hamburg.de/die-projekte/verbindungsbahmentlastungstunnel.html> am 12.05.2023

Stadtportal Hamburg (2023). Bohrdaten-Portal.– abgerufen unter <https://www.geoportal-hamburg.de/bohrdaten/> abgerufen am 12.05.2023

Landesbetrieb Geoinformation und Vermessung (2023). Geoportal Hamburg.- abgerufen unter <https://geoportal-hamburg.de/> am 12.05.2023.



Quantifizierung und Visualisierung von Unsicherheiten in geologischen 3D-Modellen

D. Schweizer, P. Blum Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe
P. Blum, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe
C. Butscher, TU Bergakademie Freiberg, Freiberg

Building Information Modeling (BIM) ist ein wichtiges Werkzeug der Digitalisierung in der Baubranche und ermöglicht eine verbesserte Zusammenarbeit der an einem Bauprojekt beteiligten Akteure. Dabei hat sich die Anwendung von BIM in den vergangenen Jahren insbesondere im Hochbau fest etabliert. Der Bereich der Geotechnik hinkt dieser Entwicklung jedoch noch hinterher. Ein wichtiger Grund sind Unsicherheiten in der räumlichen Erstreckung und Anordnung von geologischen Einheiten und Strukturen im Untergrund. Diese sind unvermeidbar und stehen in starkem Kontrast zur Dimension und Anordnung von Gebäudeteilen, die meist millimetergenau angegeben werden können. Die Anbindung des Baugrundmodells an das Bauwerkmodell wird dadurch erschwert. Unsicherheiten in einem 3D-Raum lassen sich mit der Informationsentropie beschreiben. Die Informationsentropie kann dabei als Maß genutzt werden, strukturelle Unsicherheiten in einem geologischen 3D-Modell Voxel-basiert zu quantifizieren und visualisieren. Die vorliegende Studie stellt die Anwendung eines solchen Ansatzes in einem Praxisbeispiel vor. Außerdem wird gezeigt, welche Auswirkungen das sukzessive Hinzufügen neuer geologischer Daten auf die Modellunsicherheit, die Modellgeometrie und das strukturelle Gesamtverständnis hat. Dazu wurden für den Untersuchungsstandort Staufen in Südwest-Deutschland mehrere geologische 3D-Modelle mit zunehmender Komplexität erstellt, die verschiedene Kategorien von Eingangsdaten enthalten. Der vorgestellte Ansatz kann eine große Hilfe bei der Optimierung von geologischen 3D-Modellen sowie bei der Planung von Erkundungskampagnen sein. Darüber hinaus kann die Visualisierung von Modellunsicherheiten bei BIM-Projekten helfen, Unsicherheiten im Baugrundmodell für alle Beteiligten nachvollziehbar zu machen und damit die Anbindung des Baugrundmodells an das Bauwerkmodell erleichtern.

1 Einleitung

„Können wir Geotechniker auch BIM?“ Diese Frage stellte Peter-Andreas von Wolffersdorff im Editorial der Ausgabe 40(4) der Zeitschrift *geotechnik* (von Wolffersdorff 2017). Ingenieurgeologen und Geotechniker erstellen auf der Grundlage von verfügbaren und erkundeten Daten Baugrundmodelle, in denen die Geometrie und der Verlauf von geologischen Schichten sowie deren geotechnische Eigenschaften abgebildet sind. Diese Baugrundmodelle können digital und in 3D erstellt werden, was in der Praxis auch zunehmend geschieht. In dem genannten Editorial wird jedoch auch darauf hingewiesen, dass „allein schon die Geometrie eines solchen Modells nur anhand einzelner Stützstellen generiert wird und oftmals zusätzliche Annahmen für plausible Schichtenverläufe getroffen werden müssen“. Der Autor kommt zu dem Schluss, dass „geotechnische 3D-Modelle im Vergleich zu Bauwerksmodellen wohl immer lückenhaft und unvollkommen bleiben [werden und] bei ihrer Nutzung im Rahmen von BIM [...] demzufolge von größeren Unsicherheiten auszugehen [ist]“. Das Baugrundmodell ist also zwangsläufig mit wesentlich

größeren Unsicherheiten behaftet als das Bauwerksmodell, dessen Geometrie präzise und oft millimetergenau angegeben werden kann. Dies sollte allen Projektbeteiligten, nicht nur den Erstellern des Baugrundmodells, jederzeit bewusst sein.

Ein wichtiger Aspekt des BIM-Ansatzes ist, dass die verschiedenen Fachmodelle allen Projektbeteiligten in allen Planungsphasen schnell zur Verfügung stehen und damit die Kommunikation und Interaktion erleichtern. Dieser Vorteil kann jedoch nur dann optimal genutzt werden, wenn – neben der zwangsläufig „millimetergenauen“ Visualisierung auch im Baugrundmodell(!) – den beteiligten Partnern auch Informationen über die Modellunsicherheiten zur Verfügung stehen. Ein weiterer Vorteil des BIM-Ansatzes ist, dass zeitliche Änderungen des Informationsstandes während der einzelnen Planungsphasen in der BIM-Modellierung berücksichtigt werden können. Mit dem Stand der Erkundung ändert sich nicht nur die Modellgeometrie des Untergrundes, sondern auch die Modellunsicherheiten, was in einem BIM-Workflow abgebildet werden muss.

In diesem Beitrag stellen wir einen Ansatz zur Quantifizierung und Visualisierung von Unsicherheiten in 3D geologischen Untergrundmodellen vor. Als Maß

für die Unsicherheit nutzen wir die Informationsentropie nach Shannon (1948). Das „Unsicherheitsmodell“ kann das „Fachmodell Baugrund“ in einem BIM-Projekt ergänzen. Darüber hinaus zeigen wir, wie sich Unsicherheiten im Baugrundmodell (und die Geometrie des Baugrundmodells) in Abhängigkeit vom Stand der Untersuchungen ändern. Diese zeitlichen Änderungen können dann in einen BIM-Workflow integriert werden.

2 Methodik

2.1 Datengrundlage

Der Ansatz wird am Beispiel des Schadensfalls Staufen vorgestellt (Ruch & Wirsing 2013), ist aber auf Untergrundmodelle für geotechnische Bauprojekte übertragbar. Um zu zeigen, wie sich das Baugrundmodell und die Unsicherheiten im Baugrundmodell mit der Datenlage in aufeinanderfolgenden Planungsphasen verändern, haben wir die verfügbaren Daten in 4 Kategorien eingeteilt, und darauf aufbauend vier sukzessive geologische 3D-Modelle (Modelle 1 bis 4) mit zunehmend besserer Datenbasis erstellt.

Kategorie 1 (z. B. Planungsphase der Machbarkeitsstudie, Variantenuntersuchung): Allgemein verfügbare Daten aus dem weiteren Untersuchungsraum (verwendet wurden die geologische Karte 1:25.000, geologische Berichte/Arbeiten, Bohrdatenbank des geologischen Landesamtes LGRB, digitales Höhenmodell).

Kategorie 2 (z. B. Planungsphase der Voruntersuchung, Entwurfsplanung): Daten einer ersten Vorerkundung, z. B. aus Bohrungen am Untersuchungsstandort. In unserem Fall wurden Bohrprofile der Geothermiebohrungen hinter dem Rathaus in Staufen verwendet.

Kategorie 3 (z. B. Planungsphase der Hauptuntersuchung, Ausschreibungsplanung): Daten einer Bohrkampagne der Hauptuntersuchung am Untersuchungsstandort. Verwendet wurden Bohrprofile der Erkundungs- und Brunnenbohrungen, die im Auftrag des LGRB zur Untersuchung und Sanierung des Schadensfalls Staufen durchgeführt wurden (LGRB 2010, 2012).

Kategorie 4 (z. B. ebenfalls Planungsphase der Hauptuntersuchung, Ausschreibungsplanung): Weitere Daten der Hauptuntersuchung am Untersuchungsstandort, z. B. geophysikalische Untersuchungen. Verwendet wurden Profile der Seismikkampagne zur Untersuchung des Schadensfalls Staufen im Auftrag des LGRB (LGRB 2010, 2012).

2.2 3D geologische Modellierung

Die geologischen 3-D-Modelle wurden mit der Software SKUA/GoCAD® 15.5 erstellt. Sie decken eine Fläche von 0,44 km² ab und reichen 665 m in die

Tiefe. Innerhalb des Modells wurde ein kleineres Gebiet definiert (*Area of Interest*, 300 m x 300 m, 250 m Tiefe), das den Bereich umfasst, in dem beim Schadensfall Staufen Hebungen an der Geländeoberfläche beobachtet wurden. Aus diesem Bereich stammen auch die Daten der Kategorien 2 bis 4.

Das Modell umfasst 10 geologische Einheiten, darunter das Quartär, Schichten der Trias und des Jura sowie das kristalline Grundgebirge. Die Schichten der Trias umfassen vier Formationen des Keupers (Steinmergelkeuper, Schilfsandstein, Gipskeuper, Lettenkeuper), zwei Formationen des Muschelkalks (Oberer Muschelkalk, Mittlerer bis Unterer Muschelkalk) und die Formation des Buntsandsteins.

Auf Basis der oben beschriebenen Datenkategorien wurden nacheinander vier Modelle erstellt. Modell 1 basiert ausschließlich auf nicht standortspezifischen Daten (Karten, Literatur usw.), Modell 2 berücksichtigt zusätzlich standortspezifische Daten (Bohrprofile der Geothermiebohrungen), Modell 3 beinhaltet zusätzlich direkte, problemspezifische Daten (Erkundungsbohrungen), und Modell 4 schließlich indirekte, problemspezifische Daten ein (Seismikkampagne). Durch diese Vorgehensweise nehmen die Datendichte und die Komplexität des Strukturmodells von Modell 1 bis 4 zu. Die Modelle erforderten einen sukzessiv höheren Aufwand bei der Datenerhebung im Feld.

Zunächst wurde für die Modellierung ein expliziter Ansatz verwendet (Caumon et al. 2009), um Schichtgrenzen und Störungen in einem Ausgangsmodell zu erzeugen, da die räumliche Abdeckung der verfügbaren Daten für einen impliziten Ansatz nicht ausreichend war. Als Interpolationsmethode wurde die von GoCAD® bereitgestellte „Discrete Smooth Interpolation“ (DSI) verwendet (Mallet 1992), die zu triangulierten Oberflächen für Horizonte und Störungen führte. Anschließend wurde mithilfe der in SKUA® implementierten implizierten Modellierung aus den (explizit konstruierten) Oberflächen ein volumetrisches 3D-Modell erstellt. Der implizite Modellierungsansatz verwendet eine Potenzialfeldinterpolation unter Berücksichtigung der Schichtorientierung und basiert auf dem U-V-t-Konzept (Mallet 2004), wobei Schichtgrenzen geochronologische Oberflächen darstellen.

2.3 Quantifizierung der Modellunsicherheit

2.3.1 Generelles Vorgehen

Unser Ansatz zur Quantifizierung und Visualisierung von Unsicherheiten in den geologischen 3D-Modellen besteht aus vier Schritten (Schweizer et al. 2017; Abbildung 1):



I) Erstellung der geologischen 3D-Modelle 1 bis 4 mit zunehmender Datendichte und struktureller Komplexität (siehe oben).

II) Definition von Unsicherheiten bezüglich der Lage und des Einfallens von Störungen und Schichtgrenzen. Unsicherheiten von Schichtgrenzen werden in SKUA® durch einen maximalen Verschiebungsparameter spezifiziert, mit dessen Hilfe eine symmetrische Hüllkurve möglicher Positionen der Schichtgrenze um die Ausgangsfläche herum erzeugt wird (Caumon et al. 2007). Die Unsicherheiten bezüglich der Störungen werden durch einen maximalen Verschiebungsparameter und eine Gauß'sche Wahrscheinlichkeitsverteilung um die anfängliche Störungsfläche definiert (Tertois & Mallet 2007).

III) Erstellung von 30 Modellrealisierungen für jedes Ausgangsmodell auf der Grundlage der oben definierten Oberflächenvariationen unter Verwendung des SKUA® *Structure Uncertainty-Workflows*.

IV) Extraktion der geologischen Informationen aus allen Modellrealisierungen für die Quantifizierung und Visualisierung der Modellunsicherheit. Zu diesem Zweck wurde die *Area of Interest* in ein regelmäßiges 3D-Gitter mit einer Zellengröße von 5 m unterteilt, was zu 180.000 Gitterzellen führte. Die Zugehörigkeit einer Gitterzelle zu einer geologischen Einheit wurde als eine Eigenschaft jeder Gitterzelle definiert und für alle 30 Modellrealisierungen extrahiert. Daraus lässt sich die Wahrscheinlichkeit berechnen, mit der eine geologische Einheit in einer Gitterzelle vorkommt. Die Informationsentropie als Maß für die Unsicherheit (Shannon 1948) wird aus diesen Wahrscheinlichkeiten abgeleitet und kann für bestimmte Bereiche des 3D-Modells (z. B. einzelne Rasterzelle, geologische Einheit, *Area of Interest*) angegeben werden (Wellmann & Regenauer-Lieb 2012). Die statistischen Berechnungen wurden mit dem Softwarepaket R durchgeführt. Die zugrundeliegenden Konzepte, die zur Berechnung der Wahrscheinlichkeiten und Entropien verwendet wurden, werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

2.3.2 Informationsentropie

Das Konzept der Informationsentropie (oder Shannon-Entropie) wurde erstmals von Shannon (1948) eingeführt. Es quantifiziert die Menge an fehlender Information und damit die Unsicherheit an einem diskreten Ort x , basierend auf einer Wahrscheinlichkeitsfunktion P eines endlichen Datensatzes. In der geologischen Modellierung drückt die Informationsentropie den "Grad der Zugehörigkeit" einer Gitterzelle zu einer bestimmten geologischen Einheit aus. Mit anderen Worten, die Informationsentropie beschreibt quantitativ, wie eindeutig die verfügbaren Informationen vorhersagen, dass die Einheit U an einem Ort x vorkommt. Die Informationsentropie wurde erstmals von Wellmann et al. (2010)

und Wellmann & Regenauer-Lieb (2012) auf die geologische 3D-Modellierung angewendet, um Unsicherheiten in geologischen 3D-Modellen, die durch die Ungenauigkeit der geologischen Eingangsdaten entstehen, zu quantifizieren und zu visualisieren. Eine detaillierte Beschreibung der Methode und der verwendeten Gleichungen ist in Schweizer et al. (2017) und den oben genannten Quellen zu finden.

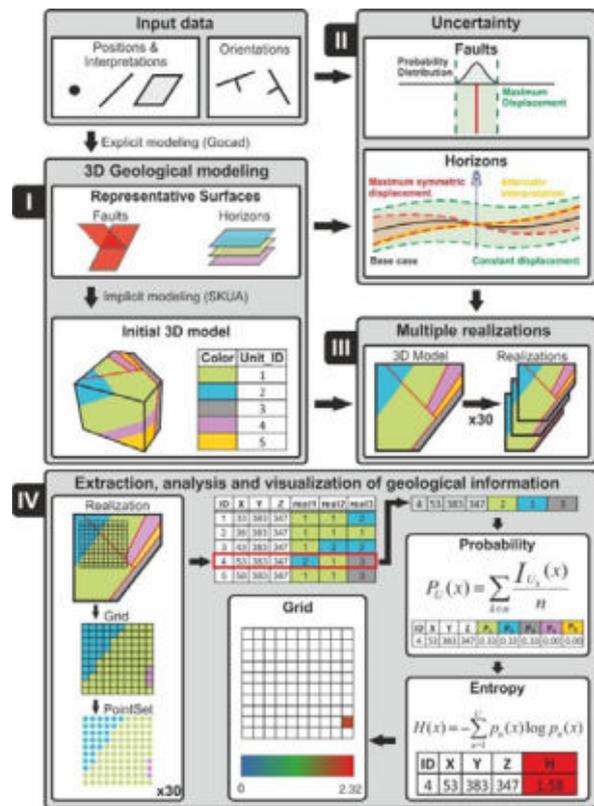


Abbildung 1: Workflow der Quantifizierung der Modellunsicherheit in vier Schritten (Schweizer et al. 2017). Der Workflow wird auf vier Ausgangsmodelle angewendet, die auf verschiedenen umfangreichen Datensätzen basieren.

3 Ergebnisse

3.1 Geologische 3D-Modelle

Die vier nacheinander konstruierten Ausgangsmodelle zeigen eine schrittweise Zunahme der strukturellen Komplexität. Abbildung 2 zeigt das einfachste Modell basierend auf Datenkategorie 1 und das komplexeste Modell basierend auf Datenkategorie 4. Während das einfachste Modell nur zwei Verwerfungen innerhalb der *Area of Interest* enthält, enthält das komplexeste Modell mehrere Verwerfungen innerhalb der *Area of Interest* und ist durch eine Fragmentierung in verschiedene Bruchschollen, einschließlich Horst- und Grabenstrukturen, gekennzeichnet. Die schrittweise Integration der Daten hat unser allgemeines Wissen über die geologischen Strukturen

im Untersuchungsgebiet verbessert. Darüber hinaus konnte der Einfluss der Datenintegration aus verschiedenen Erkundungsphasen auf die modellierte Untergrundgeometrie bewertet und visualisiert werden.

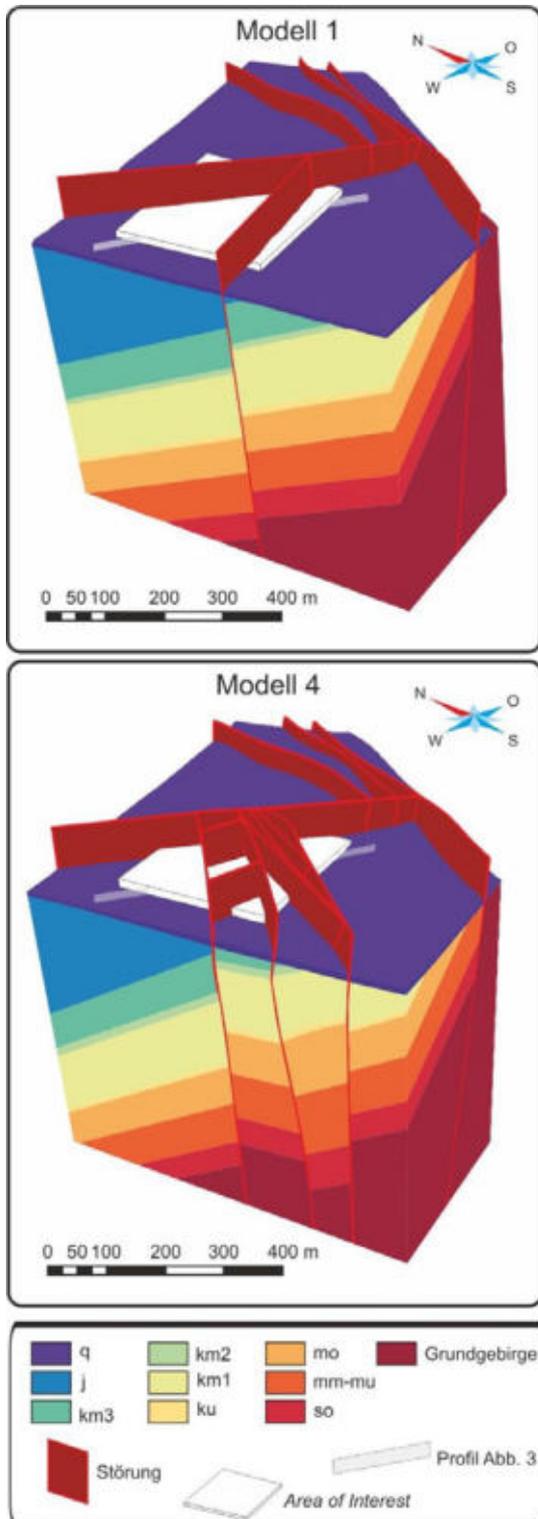


Abbildung 2: Geologische Ausgangsmodelle 1 und 4. Die strukturelle Komplexität nimmt durch sukzessives Hinzufügen von Daten zu.

3.2 Multiple Modellrealisationen

Die 30 Modellrealisationen, die mit dem *Structural Uncertainty-Workflow* von SKUA® erzeugt wurden, sind in Abb. 3 als Profile der Modelle 1 und 4 dargestellt. Die Anzahl von 30 Realisierungen bei einer Zellengröße von 5 m wurden als Kompromiss zwischen Auflösung, Mindestanzahl für eine statistische Signifikanz und Datenhandhabung gewählt. Die Variation der Schichtgrenzen spiegelt Unsicherheiten in ihrer Lage und Orientierung wider (maximale Abweichung in der Orientierung von $\pm 5^\circ$ und konstante Verschiebungswerte). In Modell 1 führt die geringe Datendichte nur zu minimalen Einschränkungen in der Erzeugung von Variationen, sodass insbesondere die Störungen der Realisierungen weit verstreut sind. Im Gegensatz dazu sind die Störungen und Schichtgrenzen der Realisierungen in Modell 4 aufgrund der höheren Datendichte, die die Variationsmöglichkeiten einschränkt, enger gestreut.

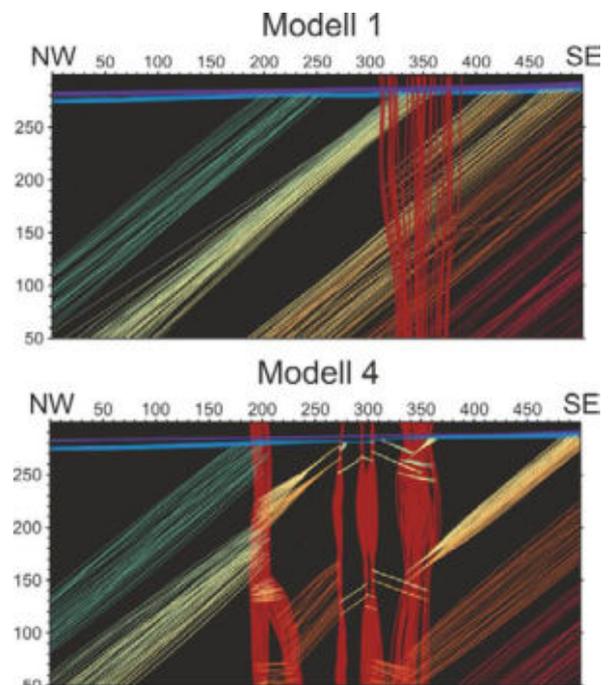


Abbildung 3: Profile durch die Modelle 1 und 4. Die multiplen Linien zeigen 30 Modellrealisierungen mit Variationen der Lage und Orientierung von Störungen und Schichtgrenzen (Lage der Profile siehe Abb. 2). Die horizontalen Linien zeigen die Geländeoberfläche (violett) und die Quartärbasis (blau).

3.3 Modellunsicherheiten

Die für jede Gitterzelle berechnete Informationsentropie kann als Unsicherheitsmaß in 3D visualisiert werden. Abbildung 4 (a) zeigt die Verteilung der Informationsentropie H für die Modelle 1 und 4. Die Abbildung lässt beispielsweise Bereiche mit hoher Unsicherheit (dunkelrote Bereiche, „hot spots“) einfach erkennen. Abbildung 4 (b) zeigt die Veränderung der



Unsicherheiten zwischen den Modellen 1 und 4 (Differenz der Entropie ΔH). In den blau-grünen Bereichen wurden Unsicherheiten durch den größeren Erkundungsaufwand reduziert ($\Delta H < 0$). Es gibt jedoch auch Bereiche, in denen die Unsicherheit zugenommen hat (rote Farben, $\Delta H > 0$). Dies sind Bereiche, in denen durch die zusätzliche Erkundung neue Strukturen (Störungen) erkannt wurden. Diese neuen Unsicherheitsbereiche können jedoch auch als Optimierung des Modells betrachtet werden, da das Modell 1 die Komplexität der Geologie nicht erfasst. Modell 1 prognostizierte (fälschlicherweise) geringe Unsicherheiten für Bereiche, in denen Informationen über (nicht identifizierte, aber vorhandene) Störungen fehlten. Selbst Modell 4 dürfte die tatsächliche strukturelle Komplexität des Untergrunds noch nicht vollständig erfassen. In einem Planungsprozess kann dies problematisch sein, da Bereiche mit scheinbar geringer Unsicherheit in Wirklichkeit Bereiche ohne Informationen sein können. Nichtsdestotrotz ermöglicht der Ansatz eine Bewertung und Visualisierung der Unsicherheiten, und zwar jener, die während der Erkundung identifizierten Strukturen verbunden sind.

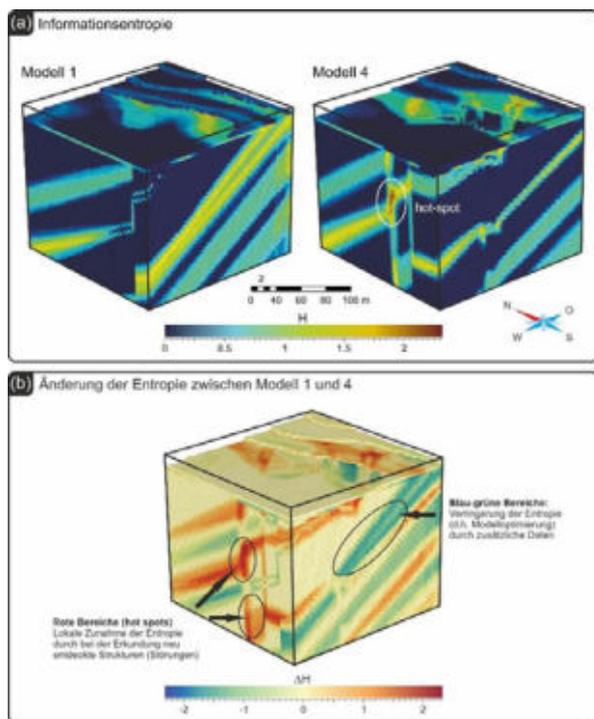


Abbildung 4: 3D-Ansicht der Area of Interest mit einer Diskretisierung von 5 m für (a) die mittlere Informationsentropie H der Modelle 1 und 4 und (b) die Änderung der Entropie ΔH zwischen den beiden Modellen.

Die berechnete mittlere Informationsentropie H der aufeinanderfolgenden Modelle nimmt mit zunehmender Datendichte/-qualität von Modell 1 zu Modell 4 stetig ab (Abb. 5). Die Mittelwerte von H liegen zwischen 0,56 (Modell 1) und 0,39 (Modell 4), wobei

$H = 0$ „keine strukturelle Unsicherheit“ bedeutet. Die Abnahme von Modell 1 zu Modell 4 ist annähernd linear, was darauf hindeutet, dass alle vier Datenkategorien einen ähnlichen Einfluss auf die Gesamtunsicherheit des Modells haben, obwohl die hinzugefügten Informationen zu recht unterschiedlichen Modellgeometrien und, wie oben erläutert, in einigen Fällen zu einer lokalen Erhöhung der Entropie führen. Ein ähnlicher, aber stärker ausgeprägter Trend wurde für die mittlere Entropie H der Teilbereiche S_{km1} , S_{ku} und S_{mo} beobachtet, die (beim Schadensfall Staufen) drei geologische Einheiten von besonderem Interesse repräsentieren. Allerdings ist die Entropie, d. h. der Grad der Unsicherheit, innerhalb dieser geologischen Einheiten deutlich höher als für den gesamten Modellraum, insbesondere für die Teilmengen S_{ku} und S_{mo} , was sie als Bereiche mit besonders hoher Unsicherheit kennzeichnet.

Insgesamt sind die standort- und problemspezifischen Erkundungsmaßnahmen (Kategorien 1 bis 4) hinsichtlich des Auffindens neuer Strukturen und der Reduktion von Unsicherheiten in unserem Beispiel jeweils gleich erfolgreich. Während der Nutzen der verschiedenen Erkundungsmaßnahmen also gleich ist, können die Kosten (d. h. der Arbeits-, Geld- und Zeitaufwand) je nach Erkundungsmethode (z. B. Bohrungen und seismische Untersuchungen) jedoch erheblich variieren.

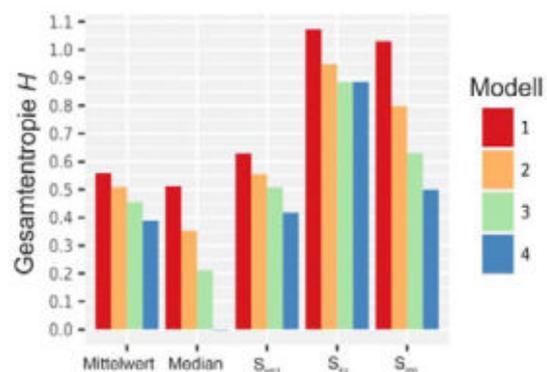


Abbildung 5: Berechnete mittlere Entropie H für die verschiedenen Modelle (Mittelwert und Median) und für Teilmengen des Modellraums (Horizonte von besonderem Interesse) für jedes Modell (S_{km1} , S_{ku} , S_{mo}).

4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Mit Hilfe der Informationsentropie konnten Unsicherheiten in geologischen 3D-Modellen erfolgreich quantifiziert und visualisiert werden. Es wurde gezeigt, wie sich Unsicherheiten in geologischen 3D-Modellen ändern, wenn sich die Datenbasis ändert (z. B. verschiedene Planungsphasen eines Projekts mit aufeinander folgenden Erkundungskampagnen).



Die vorgeschlagene Quantifizierung und Visualisierung von Modellunsicherheiten kann in BIM-Projekten helfen, Unsicherheiten im Baugrundmodell für alle am Projekt beteiligten Partner nachvollziehbar zu machen, und damit die Verknüpfung des Baugrundmodells mit dem Bauwerksmodell erleichtern. Dabei können Anpassungen in Baugrundmodellen und die Änderung ihrer Unsicherheiten mit dem Erkundungsstand in einen BIM-Workflow integriert und dadurch weitere Erkundungen zielorientiert durchgeführt werden.

Literaturverzeichnis

Caumon, G., Collon-Drouaillet, P., Le Carlier de Veslud, C., Viseur, S., & Sausse, J. (2009). *Surface-Based 3-D Modeling of Geological Structures*. *Math. Geosci.* 41, 927–945.

Caumon, G., Tertois, A.-L., & Zhang, L. (2007). *Elements for Stochastic Structural Perturbation of Stratigraphic models*. In: *Proceedings of Petroleum Geostatistics 2007*, European Association of Geoscientists & Engineers.

LGRB (2010). *Geologische Untersuchungen von Baugrundhebungen im Bereich des Erdwärmesondenfeldes beim Rathaus in der historischen Altstadt von Staufen i. Br.* Sachstandsbericht des Landesamts für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB), Freiburg i. Br.

LGRB (2012): *Zweiter Sachstandsbericht zu den seit dem 01.03.2010 erfolgten Untersuchungen im Bereich des Erdwärmesondenfeldes beim Rathaus in der historischen Altstadt von Staufen i. Br.* Sachstandsbericht des Landesamts für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB), Freiburg i. Br.

Mallet, J.-L. (1992). *Discrete Smooth Interpolation in geometric modelling*. *Comput. Des.* 24, 178–191.

Mallet, J.-L. (2004). *Space – Time Mathematical Framework for Sedimentary Geology*. *Math. Geol.* 36, 1–32.

Ruch, C. & Wirsing, G. (2013). *Erkundung und Sanierungsstrategien im Erdwärmesonden-Schadensfall Staufen i. Br.* *Geotechnik* 36, 147–159.

Schweizer, D., Blum, P. & Butscher, C. (2017). *Uncertainty assessment in 3-D geological models of increasing complexity*. *Solid Earth* 8, 515–530.

Shannon, C. E. (1948). *A mathematical theory of communication*. *Bell Syst. Tech. J.* 27, 379–423.

Tertois, A.-L. & Mallet, J.-L. (2007). *Editing Faults within tetrahedral volume models in real time*. In: *Structurally Complex Reservoirs*, edited by Jolley, S. J., Barr, D., Walsh, J. J., & Knipe, R. J., *Geol. Society Spec. Publ.* 292, 89–101.

Von Wolffersdorff, P.-A. (2017). *Können wir Geotechniker auch BIM?* *Geotechnik* 40(4), 229.

Wellmann, J. F. & Regenauer-Lieb, K. (2012). *Uncertainties have a meaning: Information entropy as a quality measure for 3-D geological models*. *Tectonophysics* 526–529, 207–216.

Wellmann, J. F., Horowitz, F. G., Schill, E. & Regenauer-Lieb, K. (2010). *Towards incorporating uncertainty of structural data in 3-D geological inversion*. *Tectonophysics* 490, 141–151.



Untersuchungen zur wissensbasierten BIM-FEM-Integration an einer innerstädtischen Baugrube

M. Eng. Johannes Beck¹, Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Sascha Henke¹
¹) Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg

Ein Leitgedanke der zunehmend häufig angewandten Methode des Building Information Modelling (BIM) ist die Etablierung einer zentralen Datenquelle (single source of truth, SSOT). Es ist naheliegend, diese zentrale Datenquelle auch für die numerische Berechnung von geotechnischen Anlagen zu nutzen, da auf diese Weise unter anderem eine Datenkonsistenz sichergestellt, Mehrfachmodellierung vermieden und Workflows automatisiert werden können. In diesem Beitrag werden Grenzen und Möglichkeiten der BIM-FEM-Integration am Beispiel einer komplexen Baugrube im innerstädtischen Raum untersucht. Aufbauend auf einem multidisziplinären Informationsmodell werden mithilfe von regelbasierten Extraktions-, Abstraktions- und Transferprozessen weitgehend berechnungsfertige numerische Modelle erstellt. Sowohl zwei- als auch dreidimensionale numerische Modelle können aus dem BIM-Modell abgeleitet werden. Die vorgestellte Methodik ermöglicht neben einer Echtzeit-Interaktion zwischen BIM-Autorensoftware und Berechnungssoftware allen Projektbeteiligten die Weiternutzung von mit proprietärer Berechnungssoftware erstellten Daten, und zeigt vor allem bei Variantenuntersuchungen Effizienzsteigerungspotential durch mögliche Prozessautomatisierungen auf.

1 Einleitung

Die modellzentrierte Arbeitsmethode des Building Information Modelling (BIM) findet zunehmend in der Geotechnik Anwendung, was sich beispielweise an den zahlreichen Handreichungen der Verbände zeigt, siehe Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (2019), Molzahn et al. (2021) und Schweizer Geologenverband (2022). Nach dem heutigen Stand der Technik werden numerische Berechnungsmodelle in der Regel bisher isoliert von BIM-Modellen erstellt. Wie von Nöldgen (2021) im Zusammenhang der Integration von BIM und der Finite-Elemente-Methode (FEM) in der Brückenplanung festgestellt, ist ein solcher Ablauf nicht BIM-konform, da infolge fehlender Assoziationen Datensilos entstehen. Die Folge dessen sind die Mehrfach-Modellierung von Objekten, ein erschwertes geometrisches Abgleich, eine nicht sichergestellte Datenkonsistenz und ein erhöhter Aufwand bei Änderungen.

Erste Bestrebungen zur BIM-FEM-Integration für geotechnische Fragestellungen bestehen. Eine ausgewählte Übersicht dieser findet sich beispielsweise in Xie et al. (2022) und Li et al. (2022). Die verwendeten BIM-Modelle in den Studien sind häufig akademischer Natur und in Folge dessen stark geometrisch vereinfacht. Dies ist insbesondere beim Baugrundschichtenmodell auffällig, das häufig aus gestapelten Quadern besteht. In Beck & Henke (2023) wird ein regelbasiertes Vorgehen zur Ableitung zweidimensionaler FE-Modelle aus BIM-Modellen erarbeitet, welches die geometrische Komplexität des Baugrunds berücksichtigt.

Ziel des vorliegenden Beitrags ist es zu untersuchen, ob und wie eine BIM-FEM-Integration am Beispiel eines Realprojekts erfolgen kann. Vor dem Hintergrund, dass vorhandenen Beiträge den Fokus häufig auf Tunnelbaumaßnahmen legen, wird hier eine innerstädtische Baugrube mit anspruchsvollen Randbedingungen betrachtet.

2 Methodik

Zunächst werden verschiedene Fachmodelle eines Realprojekts erstellt. Dies spiegelt die aktuell gängige Praxis wider, in der jeder Fachplaner ein oder mehrere Fachmodelle erstellt.

Für die Umsetzung einer BIM-FEM-Integration können Programmierschnittstellen der BIM-Autorenprogramme genutzt werden, sofern diese vorhanden und zugänglich sind. Neben technischen Beschränkungen können zudem auch Lizenzfordernisse die Anwendbarkeit dieser Methodik hindern. In gängigen BIM-Autorenprogrammen ist es möglich, die Modelle im offenen und herstellerneutralen *.ifc*-Format, zu meist als *STEP Physical File*, zu exportieren. In diesem Beitrag wird eine Architektur gewählt, die sowohl die Nutzung von Dateien als auch von Programmierschnittstellen erlaubt, was eine hohe Flexibilität und Anpassbarkeit für die einsetzbaren Werkzeuge und Abläufe ergibt.

Für die Modellierung des Baugrunds wird in diesem Beitrag *Seequent Leapfrog Works 2022.1.1* genutzt. Die zudem notwendigen Fachmodelle „Baugrube“ und „Bestandsbauwerk“ werden mithilfe von *Autodesk Revit 2023.1* modelliert. Als Finite Elemente

Software wird *Bentley PLAXIS 2D/3D V22* verwendet. Als zentraler Kommunikationspunkt wird ein *Web-Server* verwendet, auf welchem die Geometrieverarbeitung mit *Robert McNeel and Associates Rhino.Inside* (kurz: *Rhino*) erfolgt. *Rhino* verfügt im Auslieferungszustand über keine *ifc*-Schnittstelle. *Ifcopenshell* wird zum Lesen, Analysieren und Schreiben von *ifc*-Dateien genutzt. Die Konvertierung der Geometrien aus den *ifc*-Dateien in *Rhino*-Geometrien erfolgt über eine im Zuge dieses Projekts entwickelte Schnittstelle.

Basierend auf den Fachmodellen werden 2D und 3D-FE-Modelle abgeleitet. Dabei werden insbesondere Vereinfachungsansätze, hier mit Fokus auf die Baugrundgeometrie, beleuchtet und bewertet.

3 Projektbeschreibung und Informationsmodelle

Die vorliegende Baugrube ist mit einer 60 cm breiten Schlitzwand verbaut. Die Grundrissgeometrie, siehe Abbildung 4-2, ist L-förmig, jedoch mit spitzen und stumpfen Winkeln. Die Verankerung variiert in Anzahl der Lagen, Höhenlage, Neigungswinkel, Ankerabstand und Litzlänge. Einzelne Anker sind zudem nicht orthogonal zur Schlitzwand angeordnet. Die Schlitzwandlamellen unterscheiden sich in Höhenlage, Länge, Tiefe sowie der erforderlichen Bewehrungskorbgeometrie und -position. Die erstellten Modelle sind in Abbildung 4-1 visualisiert.

Das Projektgebiet liegt in einem dicht bebauten, innerstädtischen Bereich. Zwei Gebäude grenzen direkt an die Baugrube an, siehe Abbildung 4-1 e) und f). Öffentlich zugängliche digitale Stadtmodelle, Geländemodelle und Orthofotos wurden als Grundlagendaten verwendet, siehe Geoportale Hamburg.

Der Baugrund ist glazial geprägt und von Sanden und Geschiebemergeln dominiert. Eine detaillierte Beschreibung der Baugrundverhältnisse findet sich in Jürgens & Henke (2022), wo das gleiche Projekt für numerische Berechnungen herangezogen wird. Die in diesem Beitrag genannten Baugrundparameter und numerischen Parameter werden entsprechend auch hier verwendet.

4 BIM-FEM-Integration

BIM-Modelle sind üblicherweise wesentlich detaillierter als numerische Modelle. Dies betrifft u. a. alpha-numerische und relationale Informationen, die in Berechnungsprogrammen üblicherweise nicht abgebildet werden, da sie keine Bedeutung für die Berechnung der Strukturen haben. Darüber hinaus ist es für bestimmte Anwendungsfälle erforderlich, die Geometrie in BIM-Modellen detaillierter auszuarbeiten, als es für numerische Simulationen erforderlich ist. Das betrifft einerseits die Objektanzahl, da viele Elemente aus dem BIM-Modell nicht in der Berechnung

berücksichtigt werden sollen und andererseits die Geometrie eines einzelnen Objekts. Außerdem können Elemente, die im BIM-Modell eine geometrische Repräsentation haben, im numerischen Modell vereinfacht als Last oder Randbedingung modelliert werden. Ein Beispiel hierfür ist eine Straße, die als gleichmäßige Flächenlast ins Berechnungsmodell Einzug findet. Die Nutzung detaillierter Geometrien als Ausgangspunkt für die automatische Netzgenerierung hat eine erhöhte Polygon-Anzahl im Netz und damit einen erhöhten Rechenaufwand sowie eine Tendenz zu verzerrten Netzelementen zur Folge.

Für die Ableitung numerischer Modelle aus BIM-Modellen sind somit das Filtern relevanter Elemente, die Kombination aus Informationen von mehreren Modellen, das Transformieren von Elementen und geometrische Vereinfachungen erforderlich. Um diesen Prozess automatisiert zu gestalten, wird ein wissensbasierter Ansatz gewählt. Aufbauend auf der Nutzung des *ifc*-Schemas wird domänenspezifisches Expertenwissen in Form von Wenn-Dann-Regeln reproduzierbar gemacht.

4.1 Datenextraktion

Um die für das numerische Modell relevanten Informationen aus den BIM-Modellen zu extrahieren, wird von der Problemstellung ausgehend (hier: Verformungsberechnung einer ausgesteiften Verbauwand) gedacht. Auf Basis dessen kann in einer Datenbank abgefragt werden, welche Elementtypen in Berechnungsrepräsentation dieses Problems erforderlich sind. Für jeden identifizierten Elementtyp werden unter Nutzung von Regeln die BIM-Modelle nach Entsprechungen durchsucht. Exemplarisch wird festgestellt, dass für die Verformungsberechnung ein Baugrund vorhanden sein muss. Da Baugrundschichten gemäß *ifc*-Schema als Objekte der Klasse *IfcGeotechnicalStratum* zu modellieren sind, werden die BIM-Modelle nach ebensolchen durchsucht. Weitere Regeln bestimmen, wie das Programm vorgehen soll, wenn die erste Suche erfolglos bleibt. Im Beispiel werden die Objektnamen nach Ausdrücken wie „Baugrund“ oder „geologische Schicht“ durchsucht. Zur Plausibilisierung bzw. falls noch keine Baugrundelemente gefunden wurden, werden noch geometrische Prüfungen vorgenommen. Im Falle der Baugrundschichten stützen diese darauf ab, dass der Begrenzungsrahmen der Elementgeometrie ein großes Volumen respektive eine große Grundfläche im Verhältnis zur üblichen Größe von Bauelementen aufweist. Die identifizierten Objekte werden dann anschließend anhand der topologischen Eigenschaft, dass eine Baugrundschicht sich Scheitelpunkte und Kanten mit mindestens einer anderen Baugrundschicht teilt, verifiziert.



4.2 Umgang mit Strukturelementen und Randbedingungen

Objekte, die im FE-Modell als Strukturelemente repräsentiert werden, werden entsprechend des Objekttyps und des Berechnungsziels übertragen. Exemplarisch werden die Anker, basierend auf den hinterlegten alphanumerischen Eigenschaften und ihrer Geometrie als *node-to-node-anchor*-Elemente für die Lützen und als *embedded-beam-row*-Elemente für den Verpresskörper modelliert. Materialien

und Lasten werden analog zu den Ausführungen in Beck & Henke (2023) erstellt.

Nicht alle Objekte in einem numerischen Element haben zwingend eine Entsprechung in den Bauwerksinformationsmodellen. Beispielsweise sind im BIM-Modell keine Interface-Elemente um die Spundwand herum vorhanden. Da Regeln für das Vorhandensein dieser und deren geometrische Ausdehnung in Abhängigkeit der Wandgeometrie festgelegt wurden, werden diese dennoch automatisch erstellt.

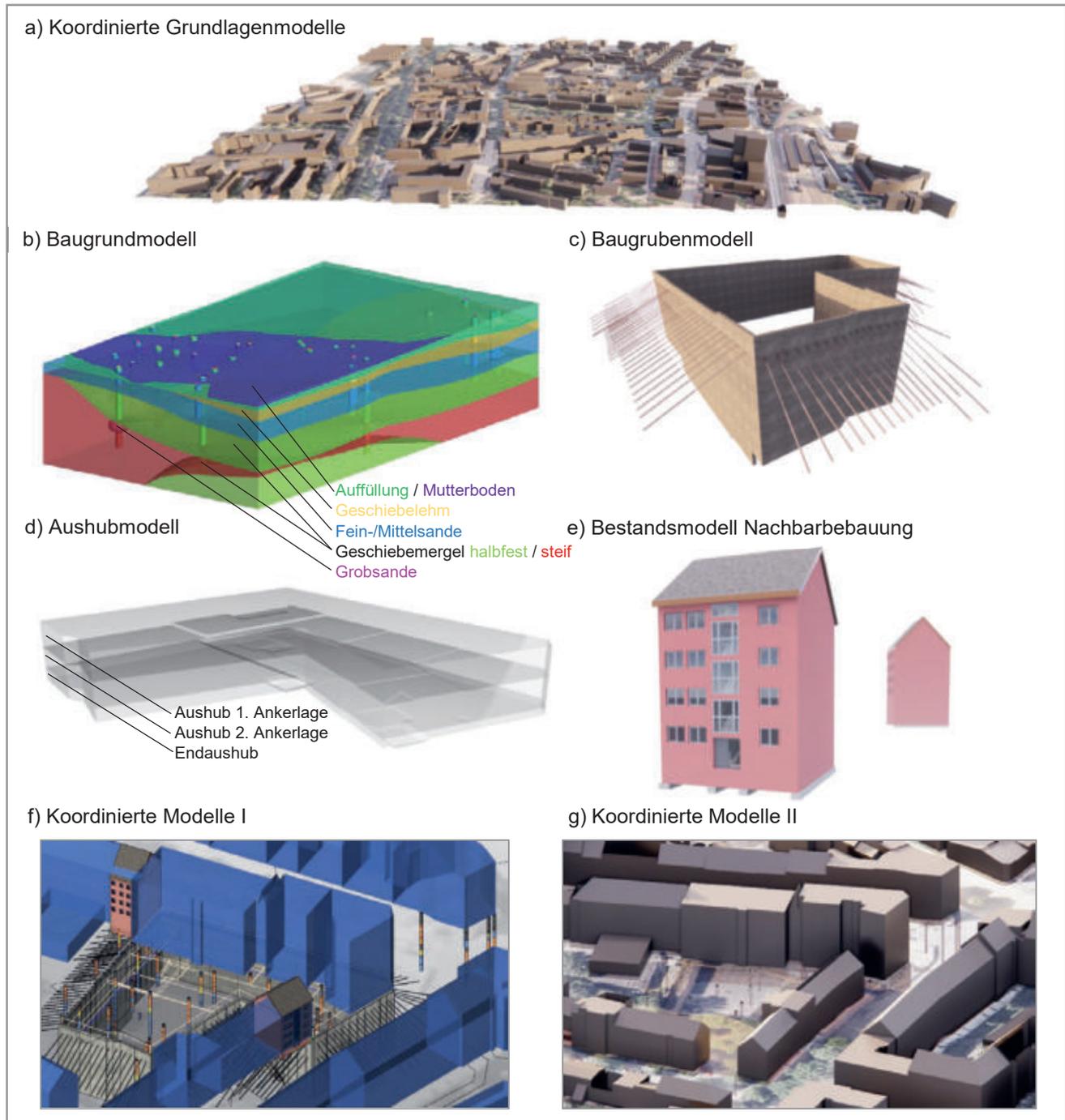


Abbildung 4-1 GIS-Grundlagenmodelle und erstellte BIM-Modelle

4.3 Geometrische Simplifikation für 2D Volumenelemente

Während eine Vielzahl an Ansätzen zur Erstellung geologischer bzw. geotechnischer Baugrundmodelle existieren, siehe Stumpf et al. (2021), ist das Ergebnis dieser Ansätze zumeist eine Repräsentation des Baugrunds mithilfe von Polygonnetzen. In der geotechnischen Praxis seltener sind Blockmodelle (Voxel). Das hier betrachtete Baugrundsichtenmodell, siehe Abbildung 4-1 b), besteht aus 17 geschlossenen Oberflächennetzen mit 26.602 Scheitelpunkten. Wird das Netz als Ausgangsgeometrie für die automatische Vernetzung genutzt, ist jeder Scheitelpunkt des Oberflächennetzes auch ein Scheitelpunkt eines Kontinuumslements. Dies kann zu einem unnötig feinen Netz führen.

Um aus dem 3D-Modell in eine zweidimensionale Schnittdarstellung zu überführen, wird eine Ebene mit den Oberflächen verschnitten. Die daraus resultierenden Schnittpunkte der Netzkanten werden zu planaren Polylinien verbunden. Bei Schnitfführung nahe eines Netzscheitelpunkts ergeben sich zwei nahe beieinanderliegende Scheitelpunkte der resultierenden Polylinie. Da beim Vernetzen diese Punkte Scheitelpunkte eines Kontinuumslements formen, entsteht infolge der räumlichen Nähe ein kleines Kontinuumslement. Um diesem Effekt entgegenzuwirken, kann beispielsweise eine Mindestsegmentlänge festgelegt werden, wie es beispielsweise in dem manuellen Schnittexport in Seequent Limited (2020) implementiert ist. Gleichsam für 2D und 3D-Modellierungen gilt, dass sehr spitze Winkel in der Eingangsgeometrie auch als sehr spitze Winkel im FE-Netz vorhanden sind und sie somit eine geringe Netzqualität auf Elementebene hervorrufen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die direkte Übergabe von Geometrien aus dem Baugrundsichtenmodell an Vernetzungsprogramme nicht geeignet ist, um hochwertige Netze zu erhalten. Da die Geometrie des Baugrundsichtenmodell eine Interpretation des vom Geotechnischen Sachverständigen als am wahrscheinlichsten angenommenen Baugrundaufbaus darstellt und somit keine absolute Wahrheit ist, kann die Geometrie mit tolerierbaren Differenzen angepasst werden. Der aktuell gängigen Praxis des händischen Nachmodellierens von Schnitten in der Numerik-Software wohnen derartige Simplifikationen ebenfalls inne. Die Anpassung der Schichtengeometrie sollte somit eine Abwägung zwischen Netzqualität und Nähe zur wahrscheinlichsten Geometrie sein.

Nachfolgend werden drei mögliche Verfahren zur Vereinfachung vorgestellt und verglichen. Hierfür wird der Schlitzwandgrundriss in 100 äquidistante Punkte aufgeteilt. An jedem dieser Punkte wird ein 2D-FE-Modell erstellt, wobei die Parameter „Zielele-

mentgröße“ und „Netzverfeinerung“ im Vernetzungstool der gewählten FE-Software variiert werden. Das sich ergebende Netz wird hinsichtlich Netzqualität, Elementanzahl, Elementgröße und geometrischer Abweichung zum BIM-Modell bewertet. Die Netzqualität wird durch das kleinste Verhältnis von Umkreis zu Inkreis, normalisiert auf ein gleichseitiges Dreieck, eines Kontinuumslements bewertet. Als geometrische Abweichung wird der Abstand einer Baugrundsichtgrenze entlang der Schwerlinie der Schlitzwand zur Entsprechung dieses Punktes beschrieben.

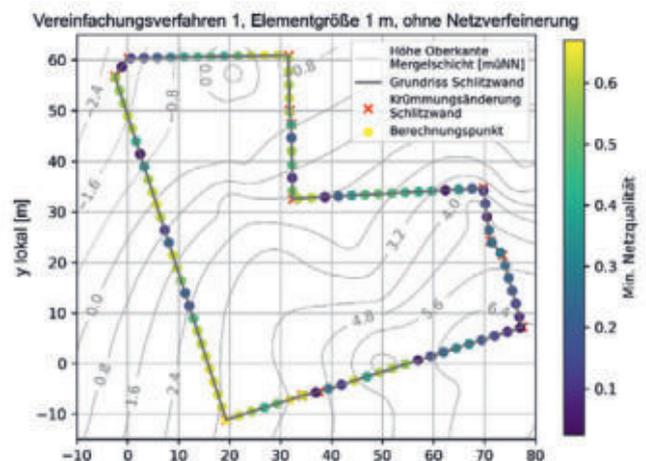


Abbildung 4-2 Grundriss der Baugrube mit Berechnungspunkten

Beim ersten Vereinfachungsverfahren wird ein Strahl von der Oberkante der Schlitzwand an der zu betrachtenden Stelle nach unten projiziert. Die Schnittpunkte mit den Baugrundsichten werden genutzt, um Rechtecke (horizontale Schichtgrenzen) im numerischen Modell zu erstellen. Der Strahl wird zudem mit den Aushubvolumina verschnitten, um die Aushubtiefen am betrachtenden Abschnitt zu bestimmen. Es ergibt sich somit eine horizontale Schichtung, die geometrisch an der Schwerachse der Verbauwand exakt mit dem Baugrundsichtenmodell übereinstimmt, jedoch in horizontale Richtung abweicht. Baugrubenseitig sind die Rechtecke auf jeder Aushubebene (hier „Aushub erste Ankerlage“, „Aushub zweite Ankerlage“, „Endaushub“) geteilt, um so den Bauablauf in der Berechnung adäquat berücksichtigen zu können. Die tiefst gelegene Schicht aus dem Baugrundsichtenmodell wird bis auf die Unterkante des numerischen Berechnungsausschnitts extrapoliert, sollte das Schichtenmodell eine geringere Tiefe als die für das numerische Modell erforderliche aufweisen. Bei dieser Variante entfällt die erläuterte Problematik der hohen Scheitelpunktzahl respektiver hoher lokaler Scheitelpunktdichte beim Schnitt mit einer Ebene.

Das zweite untersuchte Vereinfachungsverfahren ist eine Erweiterung des ersten. In dieser werden die



Schichten, die hinsichtlich ihrer Mächtigkeit unterhalb einer festzulegenden Grenzschichtdicke sind, mit einer angrenzenden Schicht zusammengefasst. Die automatischen Vernetzungsalgorithmen erzeugen im Bereich dünner Schichten kleine Kontinuumselemente, was eine höhere Anzahl an Elementen, eine größere Varianz der Elementgrößen im Modell und schließlich einen erhöhte Berechnungsaufwand zur Folge hat. Beim Zusammenfassen von Schichten wird sichergestellt, dass die Aushubebenen als Schichtgrenze und die Geländeoberkante erhalten bleiben. Im Gegensatz zur ersten Variante entspricht der Baugrundaufbau im numerischen Modell somit nicht mehr exakt dem des Baugrundsichtenmodells. Für den Vergleich wurde eine Mindestschichtdicke von einem Meter gewählt und zudem festgelegt, dass maximal drei Schichten zusammengefasst werden dürfen.

Das dritte Vereinfachungsverfahren nutzt ein reguläres Raster, auf das die Schnittpunkte des Strahls und der Baugrundsichten projiziert werden. Somit ergeben sich bei allen Schichten geometrische Abweichungen zur Referenz aus dem Baugrundsichtenmodell, sofern der Schnittpunkt nicht zufällig auf dem Raster liegt. Die maximale Abweichung beträgt pro Punkt eine halbe Rasterweite, somit kann eine Schicht bis zu einer Rasterweite vom BIM-Modell abweichen. Für den Vergleich wurde eine Rasterweite von einem Meter gewählt. Diese Vereinfachung bildet die Grundlage für ein regelmäßiges Netz von quadratischen Viereck-Elemente, wobei die Elementseitenlänge dem Rasterabstand entspricht.

Die vorgestellten Verfahren sind angelehnt an Prozesse, wie numerische Modelle aktuell in der Praxis händisch erstellt werden. Alle Verfahren sind in der Lage, an jedem der festgelegten Punkte entlang der Schlitzwand ein vernetzbares Modell zu erzeugen, wobei beim ersten Verfahren Grenzwertprobleme mit zu dünnen Schichten entstehen können, siehe Ta-

belle 4-1. Verfahren 3 erzeugt gemessen an der Homogenität und Elementqualität die hochwertigsten Netze. Die automatische Netzverfeinerung des verwendeten Vernetzungstools verbessert die Qualität erwartungsgemäß in Bereichen, wo sich ohne diese eine sehr geringe Qualität ergeben würde. Dies geht dann mit einer erhöhten Elementanzahl einher.

4.4 Geometrische Simplifikation für 3D Volumenelemente

Wird eine 3D-FEM-Berechnung durchgeführt, ist es in der Regel weniger relevant, die Baugrundgeometrie automatisiert aus dem BIM-Modell ableiten zu können, da die räumliche Variabilität der Baugrundgeometrie bereits mit einem numerischen Modell erfasst werden kann. Ein Anwendungsfall, bei dem eine automatisierte Ableitung sinnig scheint, sind Studien zum Einfluss verschiedener Bodenaufbauten. In diesem Fall würde der Prozess einer stochastischen Baugrundmodellierung nachgelagert werden. Um eine horizontale Schichtung des Baugrunds zu modellieren, können die zuvor vorgestellten Verfahren für 2D-Modelle adaptiert werden. Allerdings ist beim betrachteten Projekt die Geologie in horizontaler Richtung mit wesentlichem Einfluss inhomogen, siehe bspw. Höhenlinien der Mergelschicht in Abbildung 4-2, daher wird sie vereinfacht und in das numerische Modell überführt. Es sind verschiedene Vereinfachungsverfahren denkbar, die darauf abzielen, eine möglichst geringe Anzahl an Zwangspunkten und möglichst große Winkel an Übergangslinien der Schichten zu erzeugen. In diesem Beitrag wurden die Schichten manuell, unterstützt durch Automatisierungsroutinen und Echtzeitvisualisierung von Performance-Metriken, in einer CAD-Anwendung angepasst.

Tabelle 4-1 Vergleich der Vereinfachungsverfahren für Baugrundsichten

Verfahren	Elementgröße	Netzverfeinerung	Netzqualität				Elementanzahl				Elementgröße [m ²]				Abweichung BIM-Modell [m]			
			Min	Max	Avg	Std	Min	Max	Avg	Std	Min	Max	Avg	Std	Min	Max	Avg	Std
1	1	ohne	0.02	1.00	0.97	0.10	10974	13079	12074	370.3	0.00	1.16	0.50	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00
		mit	0.10	1.00	0.95	0.10	10996	52999	16874	7273	0.00	1.16	0.37	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.5	ohne	0.01	1.00	0.86	0.24	1124	1479	1304	96.19	0.00	12.51	5.53	2.14	0.00	0.00	0.00	0.00
		mit	0.14	1.00	0.85	0.18	1431	10830	4264	2219	0.00	12.15	1.73	2.48	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	ohne	0.47	1.00	0.98	0.05	10815	12725	11718	353.5	0.14	1.16	0.51	0.08	-0.98	1.35	0.05	0.26
		mit	0.46	1.00	0.98	0.04	10815	13609	11937	575.8	0.03	1.16	0.51	0.09	-0.98	1.35	0.05	0.26
	3.5	ohne	0.15	1.00	0.92	0.14	1029	1322	1186	71.16	0.50	12.56	5.98	1.65	-0.98	1.35	0.05	0.26
		mit	0.14	1.00	0.92	0.10	1013	2981	1648	473.7	0.03	12.56	4.39	2.58	-0.98	1.35	0.05	0.26
3	1	ohne	0.82	1.00	0.99	0.03	11664	12227	12056	150.1	0.33	0.94	0.50	0.03	-0.50	0.50	0.00	0.29
		mit	0.82	1.00	0.99	0.03	11664	12227	12056	150.1	0.33	0.94	0.50	0.03	-0.50	0.50	0.00	0.29
	3.5	ohne	0.32	1.00	0.91	0.15	1097	1333	1199	57.52	0.55	12.39	5.96	1.77	-0.50	0.50	0.00	0.29
		mit	0.40	1.00	0.93	0.09	1193	2154	1737	210.5	0.35	12.39	4.10	2.47	-0.50	0.50	0.00	0.29



4.5 Nutzung der Ergebnisse numerischer Berechnungen

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen können auf verschiedene Arten und Weisen im BIM-gestützten Prozessen weitergenutzt werden. In diesem Projekt wird pro Berechnung eine Dokumentationsdatei angelegt, in der sämtliche Eingangsparameter, Entsprechungen zwischen den Modellen und Entscheidungen, die zum numerischen Modell geführt haben gespeichert werden. Anhand der Protokolle kann beispielsweise zu einem späteren Zeitpunkt automatisiert geprüft werden, ob ein FE-Modell noch dem aktuellen Planungsstand des BIM-Modells entspricht respektive wo die Modelle wie stark voneinander abweichen. Ergänzend werden einzelne Berechnungsergebnisse an die zugehörigen Bauteile in der *.ifc*-Datei als Eigenschaft angefügt, beispielsweise das maximale Biegemoment und die maximale Verformung an die Schlitzwandlamellen. Über die *IFC GUID*, die eine Eigenschaft des zugehörigen Fachobjekts in dem BIM-Autorenprogramm ist, kann mittels eines separaten Skripts die geänderte Eigenschaft auch im nativen Format weiterverwendet werden.

5 Fazit und Ausblick

Der Beitrag zeigt, dass verschiedene Fachmodelle im offenen *.ifc*-Dateiformat die Grundlage für das Erstellen geotechnischer, numerischer Modelle bilden können. Dies gilt auch für komplexe Randbedingungen. Basierend auf einem regelbasierten Vorgehen können berechnungsfertige 2D und 3D-FE-Modelle erstellt werden. Strukturelemente und Materialien können in das numerische Modell ausgehend von den BIM-Modellen eingefügt werden. Für Elemente, welche mit Volumenelementen diskretisiert werden, sind geometrische Vereinfachungen erforderlich. Drei vorgestellte, einfache Verfahren haben sich als robust erwiesen.

Von den Erkenntnissen dieses Beitrags ausgehend schätzen die Autoren eine BIM-FEM-Integration auch für komplexe Projekte als machbar ein, wobei der Programmieraufwand derzeit noch relativ hoch ist. Durch die Entwicklung einheitlicher Datenmodelle und Arbeitsabläufe sowie einer Weiterentwicklung der Wissensdatenbank kann die Qualität der Integration erhöht und der manuelle Anpassungsaufwand reduziert werden.

Die Vereinfachung der 3D-Baugrundgeometrien erfolgte nicht vollautomatisiert. In zukünftigen Forschungsarbeiten können hierzu Verfahren entwickelt und evaluiert werden. Der Einfluss der geometrischen Vereinfachung bei verschiedenen geotechnischen Problemstellungen ist ebenfalls Gegenstand zukünftiger Forschung.

Danksagung

Besonderer Dank gilt der Zentralen Technik der Züblin AG und der Züblin Spezialtiefbau GmbH für die Zurverfügungstellung der Projektunterlagen, welche die Grundlage für das Erstellen der BIM-Modelle waren.

Literaturverzeichnis

- Beck, J. & Henke, S. (2023) „A novel approach towards automated derivation of two-dimensional, numerical models from geotechnical building information models (BIM)“, Proceedings 10th NUMGE 2023. London.
- Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (2019) BIM im Untertagebau: Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten [Online]. Verfügbar unter https://www.daub-ita.de/fileadmin/documents/daub/gtcrec5/2019-05_DAUB_BIM_im_Untertagebau_DE.pdf.
- Geoportal Hamburg [Online]. Verfügbar unter <https://geoportal-hamburg.de/geo-online/>.
- Jürgens, H. & Henke, S. (2022) „Untersuchungen zur Bemessung von Baugruben mit der Finite-Elemente-Methode“, Numerische Methoden in der Geotechnik. Hamburg, 12.-13.09.2022.
- Li, H., Chen, W., Tan, X. & Chen, E. (2022) „Digital design and stability simulation for large underground powerhouse caverns with parametric model based on BIM-based framework“, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 123, S. 104375.
- Molzahn, M., Bauer, J., Henke, S. & Tilger, K. (2021) „Das Fachmodell Baugrund: Empfehlungen des Arbeitskreises 2.14 der DGGT „Digitalisierung in der Geotechnik““, geotechnik, Vol. 44, No. 1, S. 41–51.
- Nöldgen, M (Hg.) (2021) BIM im Brücken- und Ingenieurbau, Wiesbaden, Springer Fachmedien Wiesbaden.
- Schweizer Geologenverband (Hg.) (2022) GEOL_BIM Innovation Project Final Report [Online]. Verfügbar unter <https://chgeol.org/wp-content/uploads/2022/07/GrundlagenBimMethode.pdf>.
- Seequent Limited (2020) User Manual for Leapfrog Works Version 3.1 [Online]. Verfügbar unter <https://help.seequent.com/Works/3.1/en-GB/LeapfrogWorksUserManual.pdf>.
- Stumpf, A. J., Keefer, D. A. & Turner, A. K. (2021) „Overview and History of 3- D Modeling Approaches“, in Keith Turner, A., Kessler, H. & van der J Meulen, M. (Hg.) Applied Multidimensional Geological Modeling, Wiley, S. 93–112.
- Xie, P., Zhang, R., Zheng, J. & Li, Z. (2022) „Automatic safety evaluation and visualization of subway station excavation based on BIM-FEM/FDM integrated technology“, Journal of Civil Engineering and Management, Vol. 28, No. 4, S. 320–336



Geomechanische Charakterisierung von tiefgeothermalen Reservoiren in Bayern, Deutschland

C. Drexl, Technische Universität München, München –
J. Mattheis, Technische Universität München, München –
Dr. M. Potten, Technische Universität München, München –
Prof. Dr. K. Thuro, Technische Universität München, München

Für eine realistische Abbildung eines geothermischen Reservoirs in einer Tiefe von bis zu 5.000 m in einem numerischen Modell ist eine umfassende Kenntnis der geomechanischen Parameter des Reservoirs erforderlich. Zu den dafür notwendigen Parametern gehören auch die Risszähigkeit bei Zug- und Scherversagen. Zur Ermittlung dieser Risszähigkeiten werden an mehreren, für das Reservoir repräsentativen Gesteinen sowohl Semi Circular Bend – Tests als auch Double-edge-notched Brazilian Disk-Tests durchgeführt und ausgewertet.

1 Einleitung

„Anders als Wind oder Sonne steht Geothermie rund um die Uhr zur Verfügung, im Sommer wie im Winter, an 365 Tagen im Jahr. Und deshalb machen uns Projekte wie dieses [...] unabhängiger von den volatilen Gaspreisen, von der geopolitischen Großlage und von Marktschwankungen bei der fossilen Energie.“
– Auszug einer Rede von Bundeskanzler Olaf Scholz am 28. April 2023 anlässlich der Eröffnung einer Geothermieanlage in Schwerin (www.bundesregierung.de, 2023).

Im von den Regierungsparteien geschlossenen Koalitionsvertrag 2021-2026 ist als Teil der Energiewende vorgesehen bis zum Jahr 2030 50 % des Wärmebedarfs durch erneuerbare Energiequellen zu bedienen (Bundesregierung, 2021). Da jedoch die Geothermie neben den Wasserkraftwerken die einzige grundlastfähige erneuerbare Energiequelle darstellt, werden für dieses Ziel die Wind- und Solarenergie langfristig nicht ausreichen. Da der Ausbau der Tiefengeothermie durch verschiedene Einflussfaktoren und Risiken erschwert wird, müssen diese für eine wirtschaftliche Nutzung reduziert werden.

Zur Minderung dieser Risiken für eine wirtschaftliche Nutzung benötigt man eine möglichst detailgenaue Kenntnis der geotechnischen und hydrothermalen Verhältnisse, welche durch eine numerische Modellierung erzeugt werden können. Allerdings sind die Ergebnisse von einer solchen Modellierung im höchsten Maße von korrekten und realistischen Eingangsparametern abhängig. Die notwendigen geomechanischen Kennwerte für das Reservoir liegen jedoch oft nicht vor und werden anhand von Literaturwerten abgeschätzt.

Um realistische Kennwerte verwenden zu können, ist es das Ziel die notwendigen geotechnischen Parameter anhand von Bohrkernen aus dem geothermischen Reservoir sowie Analogproben – also vergleichbaren Proben aus Steinbrüchen – experimentell zu erheben.

2 Überblick über die Arbeitsgebiete

Für eine numerische Darstellung und somit für die Durchführung von felsmechanischen Untersuchungen wurden zwei potentielle Tiefengeothermiereservoirs in Bayern ausgewählt. Dabei handelt es sich zum einen um das Fränkische Becken, welches im Nordosten Bayern einen potentiellen Standort für Tiefengeothermie darstellt. Zum anderen das etwas bekanntere Nordalpine Vorlandbecken im Süden von Bayern, in welchem bereits tiefe, hydrothermale Reservoirs besonders im Großraum München erfolgreich genutzt werden.

2.1 Fränkisches Becken

Im Nordosten Bayerns im Fränkische Becken wurden bereits erhöhte Untergrundtemperaturen nachgewiesen (Gudden, 1973), weshalb diesem Standort häufig günstige Bedingungen für Tiefengeothermie attestiert werden. Aufgrund fehlender Tiefenbohrungen in diesem Gebiet ist die Datenlage zu den geologischen Einheiten und den geotechnischen Parametern allerdings äußerst gering (de Wall et al., 2019). Eine erste felsmechanische Studie zu Analogproben für das Reservoir des Fränkischen Beckens erfolgte durch Potten (2020).

2.2 Nordalpines Vorlandbecken

Das Nordalpine Vorlandbecken (North Alpine Foreland Basin, NAFB), auch Molassebecken genannt, erstreckt sich in WSW-ENE Richtung im Süden von Deutschland. Die Beckenstruktur erstreckt sich vom Genfer See in der Schweiz im Westen bis nach Niederösterreich im Osten (Bachmann et al., 1987; Lemcke, 1988). Nach der Ablagerung der mesozoischen Sedimente erzeugte die alpine Orogenese das NAFB, welches mit tertiären Abtragungsschutt diskordant auf der mesozoischen Schichtenfolge aufgefüllt wurde (Bachmann & Müller, 1996; Lemcke, 1973). Durch die stetig zunehmenden tertiären Ablagerungen wurden die jurassischen Karbonate in größere Tiefen gedrängt, weshalb die Karbonate heute im Süden in Tiefen von bis zu 5.000 m zu finden sind (Homuth, 2014). Im Norden des NAFB stehen die oberjurassischen Karbonate als Schwäbische und Fränkische Alb oberflächlich an (s. Abbildung 1). Die oberjurassischen Karbonate gelten als das bedeutendste hydrothermale Reservoir im Nordalpinen Vorlandbecken, da sie aufgrund ihrer Tiefenlage und Verkarstungsstrukturen sehr gut für Tiefengeothermie geeignet sind (Potten et al., 2022).

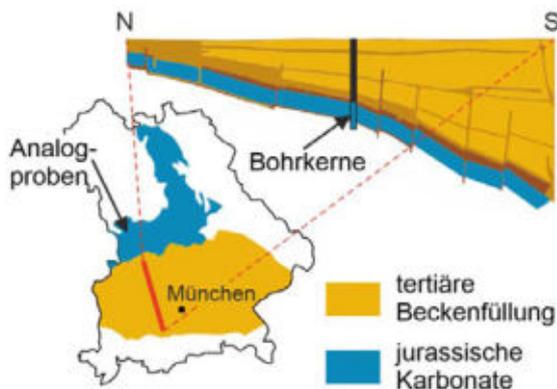


Abbildung 1: Übersicht und schematischer Profilschnitt des Nordalpinen Vorlandbeckens. Verändert nach Lemcke (1988)

3 Methodik

3.1 Probenmaterial

Zur Ermittlung der verschiedenen geotechnischen Parameter ist ausreichendes Probenmaterial zur Prüfkörperherstellung notwendig. Da Probenmaterial aus dem Reservoir für zerstörenden Laborversuche nur in den seltensten Fällen zur Verfügung steht und auch oft nicht in ausreichender Menge existiert, werden zur Bestimmung der Parameter sogenannte Analogproben verwendet.

Die oberjurassischen Karbonate tauchen von Norden nach Süden unter die Alpen ab und stehen im Raum der Schwäbischen und Fränkischen Alb an der Oberfläche an. Analogproben aus der Alb weisen somit Übereinstimmungen bei der Lithologie, dem Alter und der Genese auf und können somit gut als Analogmaterial für das Reservoir verwendet werden. Diese können in größeren Mengen aus Steinbrüchen gewonnen werden und sind zur Herstellung von beliebig vielen Prüfkörpern geeignet.

Anhand weniger Bohrkern aus dem Reservoir können unter anderem durch zerstörungsfreie Versuche, welche sowohl für die Bohrkern aus dem Reservoir als auch für die Analoggesteine vorliegen, Parameter gemessen werden. Mittels dieser Parameter kann ein Vergleich der Gesteine erfolgen und passende Analoggesteine ermittelt werden.

Im Fall des Fränkischen Beckens gibt es leider keine guten Aufschlussmöglichkeiten ähnlich zu denen des NAFB. Deswegen orientiert sich die Probenauswahl an den von Potten (2020) verwendeten Analoggesteinen des Fichtelgebirges. Es handelt sich dabei um verschiedene Granite aus dem Fichtelgebirge, da als Reservoirgesteine unter dem Fränkischen Becken ebenfalls granitoide Gesteine vermutet werden (Potten, 2020).

3.2 Laborversuche

Um mit der FDEM-Software IRAZU ein geomechanisch-hydraulisches Modell aufzusetzen, sind unter anderem die Risszähigkeit in Mode I und Mode II notwendig (Geomechanica Inc., 2016). Die Risszähigkeit ist der Widerstand eines Materials gegen die Rissausbreitung. Die Entstehung von Rissen wird dabei in verschiedene Modi unterteilt (s. Abbildung 2). Allgemein wird in die Bruchmodi Mode I, Mode II und Mode III unterschieden, welche sich durch die Orientierung der Rissebene und der einwirkenden Kraft sowie der Rissrichtung unterscheiden. Da bei Mode I die Krafteinwirkung senkrecht zur Rissebene erfolgt, wird Mode I allgemein als Zugriss beschrieben. Bei Mode II und Mode III erfolgt die Krafteinwirkung parallel zur Rissebene, weshalb diese als Scherrisse bezeichnet werden. Nur die Richtung der Rissausbreitung relativ zur Krafteinwirkung unterscheidet Mode II und III.

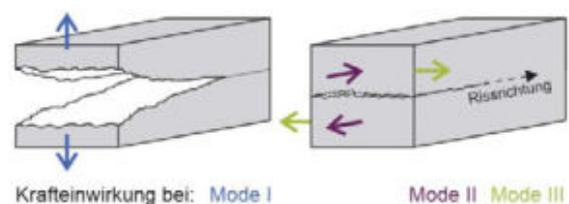


Abbildung 2: Unterscheidung der verschiedenen Rissausbildungen in Mode I, Mode II und Mode III



Prinzipiell gibt es verschiedene Möglichkeiten die Risszähigkeiten in Mode I und Mode II experimentell zu bestimmen. Da neben den felsmechanischen Kennwerten auch die Rissbildung bzw. –propagation untersucht werden soll, wird die Rissbildung während des Versuches mit einer Hochgeschwindigkeitskamera aufgezeichnet. Dafür ist es notwendig, dass der entstehende Riss für eine Kamera sichtbar ist, weshalb dies auch ein Kriterium für die Auswahl der Laborversuche darstellte.

3.2.1 Risszähigkeit Mode I – SCB Test

Für die experimentelle Bestimmung der Risszähigkeit Mode I werden Semi-Circular Bend Tests nach Kuruppu et al. (2014) durchgeführt. Der allgemeine Aufbau des Laborversuchs ist in Abbildung 3 zu sehen. Die optische Aufnahme der Rissbildung wurde mit einer Photron Mini UX100 Hochgeschwindigkeitskamera mit 10,000 fps durchgeführt.

Als Prüfkörper wird aus einem Bohrkern eine Gesteinsscheibe präpariert, welche anschließend halbiert wird. Das Verhältnis zwischen dem Bohrkern Durchmesser und der Scheibendicke wird nach KURUPPU et al. (2014) mit dem Faktor 0,4 festgelegt. Außerdem wird in die halbierte Scheibe ein Spalt der Länge a hineingefräst. Um ein möglichst horizontales Spaltende in der Mitte des Prüfkörpers zu erhalten, wird dieser Spalt nicht mit einer Gesteinssäge, sondern über einen Hochdruckwasserstrahl erzeugt.

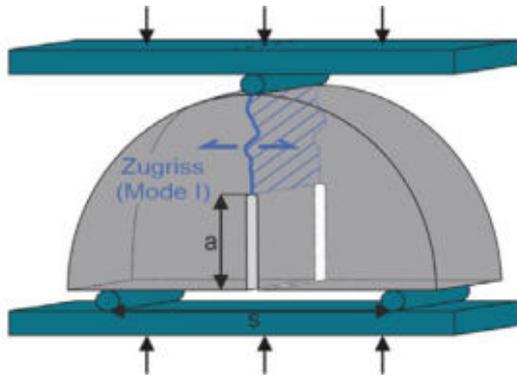


Abbildung 3: Experimenteller Aufbau der SCB-Ver-suche nach Kuruppu et al. (2014).

Der Prüfkörper wird anschließend nach den Vorgaben des Versuchsaufbaus von Kuruppu et al. (2014) eingebaut. Dabei wird der Prüfkörper mittig auf zwei Linienauflager positioniert und am oberen Scheitelpunkt durch ein Auflager vertikal belastet. Sowohl der Abstand s zwischen den Auflagern als auch der Durchmesser der Auflager ist in Kuruppu et al. (2014) definiert.

Mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit wird der Prüfkörper bis zum Bruch belastet. Dabei werden neben der axialen Längsverformung auch die aufgebrachte Kraft als Spannungs-Verformungs-Kurve gemessen. Die Rissbildung wird zudem parallel mit Hilfe einer Hochgeschwindigkeitskamera aufgezeichnet.

3.2.2 Risszähigkeit Mode II – DNBD Test

Zur Ermittlung der Risszähigkeit Mode II werden Double-edge Notched Brazilian Disk Tests mit dem Versuchsaufbau nach Bahrami et al. (2020) durchgeführt. Hier wird ebenfalls die Rissausbildung mittels Hochgeschwindigkeitskamera aufgezeichnet. Der für diesen Versuch verwendete Aufbau ist in Abbildung 4 zu sehen.

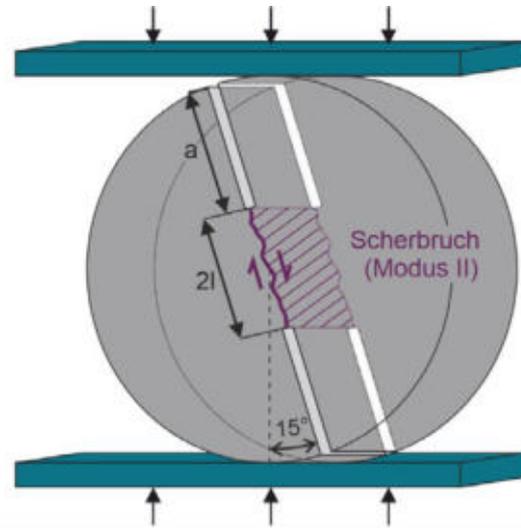


Abbildung 4: Experimenteller Aufbau der DNBD-Ver-suche nach Bahrami et al. (2020).

Bei dem Prüfkörper handelt es sich um eine zylindrische Gesteinsprobe, die aus einem Bohrkern präpariert werden kann. Die Abmessungen des Prüfkörpers orientieren sich an den Empfehlungen in Bahrami et al. (2020). Der Prüfkörper wird anschließend an zwei gegenüberliegenden Seiten mit zwei Spalten versehen. Durch die gleiche Ausrichtung der Spalte im Prüfkörper entsteht in der Mitte des Prüfkörpers ein intakter Steg, welcher nach Bahrami et al. (2020) mit dem Parameter $2l$ bemessen wird, wobei $0,2 < l/R < 0,35$ mit dem Radius R gelten soll.

Anschließend wird der Prüfkörper in einem Winkel von 15° zu den Spalten belastet, bis es zur Rissbildung und letztendlich zum Bruch kommt. Analog zum SCB-Test wird neben der Längsverformung auch die Kraft aufgezeichnet.

3.3 Numerische Modellierung der Bruchprozesse

Die Ergebnisse der Laborversuche werden anschließend für eine FDEM-Modellierung mit der Software IRAZU von Geomechanica Inc. verwendet. Ziel der Modellierung ist das Nahfeld einer Bohrung in verschiedenen Teufen unter Einbeziehung aller geomechanischen Parameter darzustellen. Dabei soll die Bohrlochstabilität zu den verschiedenen Phasen einer Geothermiebohrung prognostiziert werden. Eine ausführliche Darstellung der FDEM-Modellierung wird auch in Mattheis et al. (submitted) präsentiert.

4 Erste Ergebnisse

Die ersten Ergebnisse zeigen, dass die Risspropagation mit Hilfe der Hochgeschwindigkeitskamera sehr gut beobachtet werden kann. Neben einer qualitativen Beschreibung des Rissverlaufs ist auch eine quantifizierte Aussage zur Bruchgeschwindigkeit möglich.

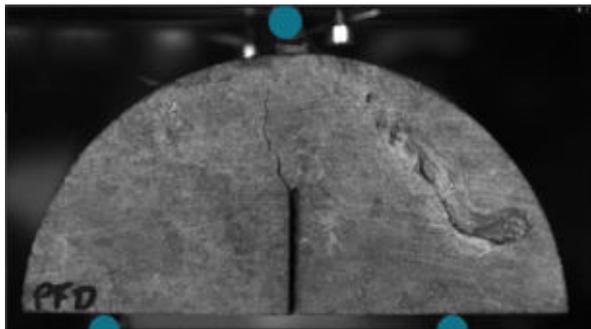


Abbildung 5: Aufnahme eines SCB-Tests mit einer Photron Mini UX100 Hochgeschwindigkeitskamera.

Zudem zeigen Aufzeichnungen des DNBD-Versuchs, dass sich vor dem Scherversagen in Mode II primäre Zugrisse bilden können (Hug et al., 2022). Sofern diese auftretenden Zugrisse nicht zum Versagen des Prüfkörpers in Mode I führen, sind die Zugrisse nach Versuchsende oft makroskopisch nicht mehr erkennbar.

Außerdem zeigen die Ergebnisse der SCB- und DNBD-Versuche, dass die Risszähigkeiten in Mode I und Mode II in Verhältnissen zueinanderstehen, welche sich gesteinsabhängig unterscheiden. Eine allgemeingültige Aussage zum Verhältnis der beiden Risszähigkeiten ist somit nicht möglich (MATTHEIS et al. in press).

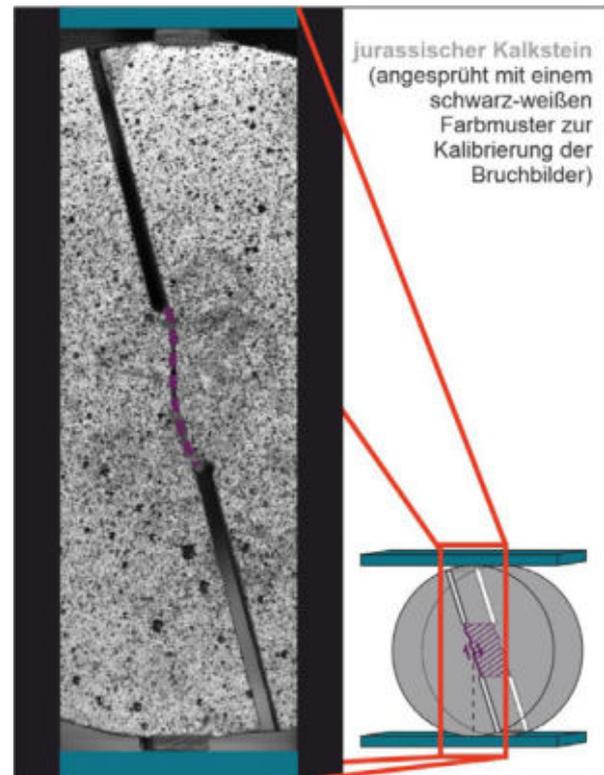


Abbildung 6: Ausschnitt aus einer Aufnahme eines DNBD-Tests mit einer Photron Mini UX100 Hochgeschwindigkeitskamera.

5 Danksagung

Diese Forschungsarbeit ist Teil des interdisziplinären Forschungsverbundes „Geothermie-Allianz Bayern (GAB)“ und wird im Rahmen des Teilprojekts „langfristig. Die Thermalwasserproduktion nachhaltig gewährleisten“ umgesetzt. Die GAB befindet sich mittlerweile in ihrer zweiten, forstgesetzten Förderphase. Die Förderung der GAB erfolgt durch das Bayerische Staatsministerium für Wissenschaft und Kunst (StMWK).

Literaturverzeichnis

- Bachmann, G. H. & Müller, M. (1996). Die Entwicklung des süddeutschen Molassebeckens seit dem Variszikum: Eine Einführung. *Zeitschrift für Geologische Wissenschaften*, 24, 3–20.
- Bachmann, G. H., Müller, M. & Weggen, K. (1987). Evolution of the Molasse Basin (Germany, Switzerland). *Tectonophysics*, 137, 77–92.
[https://doi.org/10.1016/0040-1951\(87\)90315-5](https://doi.org/10.1016/0040-1951(87)90315-5)
- Bahrami, B., Nejati, M., Ayatollahi, M., Driesner, T. & Bahrami, B. (2020). Theory and experiment on true mode II fracturing of rocks. *Engineering Fracture Mechanics*, 240(1).



- <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107314>
- Bundesregierung. (2021). *Mehr Fortschritt wagen - Koalitionsvertrag 2021-2025: Bündnis für Freiheit, Gerechtigkeit und Nachhaltigkeit*. <https://www.bundesregierung.de/re-source/blob/974430/1990812/1f422c60505b6a88f8f3b3b5b8720bd4/2021-12-10-koav2021-data.pdf?download=1>
- de Wall, H., Schaarschmidt, A., Kämmlin, M., Gabriel, G., Bestmann, M. & Scharfenberg, L. (2019). Subsurface granites in the Franconian Basin as the source of enhanced geothermal gradients: a key study from gravity and thermal modeling of the Bayreuth Granite. *International Journal of Earth Sciences*, 108(6), 1913–1936. <https://doi.org/10.1007/s00531-019-01740-8>
- Geomechanica Inc. (2016). *Irazu FDEM Theory Manual*.
- Gudden, H. (1973). Die Thermalwasser-Erschließungsbohrung Rodach 1/1972. *Geologica Bavarica*, 67, 80–118.
- Homuth, S. (2014). *Aufschlussanalogstudie zur Charakterisierung oberjurassischer geothermischer Karbonatreservoirs im Molassebecken* [Ph.D.-thesis, Technical University of Darmstadt, Darmstadt]. Deutsche Nationalbibliothek.
- Hug, L., Potten, M., Stockinger, G., Thuro, K. & Kollmannsberger, S. (2022). A three-field phase-field model for mixed-mode fracture in rock based on experimental determination of the mode II fracture toughness. *Engineering with Computers*.
- Kuruppu, M. D., Obara, Y., Ayatollahi, M. R., Chong, K. P. & Funatsu, T. (2014). ISRM-Suggested Method for Determining the Mode I Static Fracture Toughness Using Semi-Circular Bend Specimen. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(1), 267–274. <https://doi.org/10.1007/s00603-013-0422-7>
- Lemcke, K. (1973). Zur nachpermischen Geschichte des nördlichen Alpenvorlandes. In Bayer. Geologisches Landesamt (Hrsg.), *Geologica Bavarica* (Bd. 69). Bayer. Geologisches Landesamt.
- Lemcke, K. (1988). *Das bayerische Alpenvorland vor der Eiszeit: Erdgeschichte - Bau - Bodenschätze*. *Geologie von Bayern*. Schweizerbart.
- Mattheis, J., Drexler, C., Potten, M. & Thuro, K. (submitted). Finite-diskrete Modellierung von Rissprozessen um tiefgeothermale Bohrlöcher im Süddeutschen Molassebecken. *Fachsektionstage Geotechnik – Interdisziplinäres Forum, 12-13 September, 2023, Würzburg*.
- Potten, M. (2020). *Geomechanical characterization of sedimentary and crystalline geothermal reservoirs* (Dissertation). Technische Universität München.
- Potten, M., Bohnsack, D., Käsling, H. & Thuro, K. (2022). Geomechanische Reservoircharakterisierung in Bayern im Rahmen der Geothermie-Allianz Bayern. *Geomechanics and Tunneling*, 15(1), 27–36.
- www.bundesregierung.de. (2023). *Mit Tiefen-Geothermie ganze Stadtteile beheizen*. <https://www.bundesregierung.de/breg-de/aktuelles/waermewende-erdwaerme-2187140>



Finite-diskrete Modellierung von Rissprozessen um tief-geothermale Bohrlöcher im Süddeutschen Molassebecken

J. Mattheis, Technische Universität München, München
 R. Yildirim, Technische Universität München, München
 C. Drexler, Technische Universität München, München
 Dr. M. Potten, Stadtwerke München GmbH, München
 Prof. Dr. K. Thuro, Technische Universität München, München

Trotz des bekannten geothermischen Potenzials im Nordalpinen Vorlandbecken wird dessen großflächige Nutzung immer noch durch wirtschaftliche Risiken begrenzt, die auf eine unzureichende Vorhersage der heterogenen Gebirgsverhältnisse im Reservoir zurückzuführen sind. Die bei Tiefbohrungen im Reservoir auftretenden geomechanischen Prozesse, wie z.B. die Rissbildung im Gestein variieren aufgrund der Heterogenität lokal deutlich. Die hier vorgestellten finite-diskreten numerischen Simulationen zeigen unterschiedliche Bruchmuster im Gestein, die durch den Bohrprozess im Reservoir verursacht werden. Die Rissbildung ist abhängig von der Gesteinsart, sowie der Tiefenlage von bis zu 5 km und den damit verbundenen in situ Spannungen. Eine Ausweitung dieser Studie auf andere Szenarien und Gesteinsarten, ergänzt durch eine zuverlässige geologische Vorhersage, reduziert die unsicherheitsbedingten Risiken für zukünftige tiefe Geothermieprojekte.

1 Einleitung

Im Nordalpinen Vorlandbecken (*North Alpine Foreland Basin*, NAFB), Südostdeutschland, ist vor allem in der Umgebung der Landeshauptstadt München durch das hydrothermale Geothermiereservoir der Oberjura-Karbonate ein großes Potenzial für geothermale Energiegewinnung gegeben (Agemar et al., 2014; Weber et al., 2015). Die Nutzung dieser nachhaltigen Ressource zur dezentralen Wärme- und Stromversorgung bietet sowohl im Bereich des Industriesektors als auch für Privathaushalte, eine vielversprechende Alternative zu fossilen Energieträgern (Moeck, 2014). Der mit ca. 2,5° nach Süden unter die Alpenfront abtauchende Aquifer des Oberjuras ist aufgrund seiner biogenen Genese, diagenetischer Prozesse wie Dolomitisierung und ausgedehnten Karststrukturen durch einen sehr heterogenen Aufbau gekennzeichnet (Symank, 2019).

Dieser Aufbau wirkt sich auch auf stark variierende geomechanische und hydraulische Eigenschaften der Gesteine und des Gebirges aus. Zusammen mit den herrschenden in situ Spannungen und dem existierenden Trennflächengefüge (*discrete fracture network*, DFN) beeinflussen sie maßgeblich das Gebirgsverhalten während des Bohrvorgangs, der Stimulationsmaßnahmen und des Betriebs (Stockinger, 2022). Um eine kosteneffiziente und risikoarme Exploration und Nutzung des Reservoirs zu ermöglichen, bedarf es experimenteller Untersuchungen der Gesteinseigenschaften und einer realitätsnahen, numerischen Modellierung der zu erwartenden geomechanischen Prozesse.

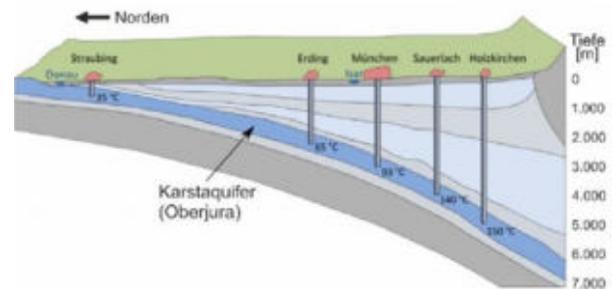


Abbildung 1-1: Hydrothermales Reservoir des Oberjura im NAFB, verändert nach (Geothermie-Allianz Bayern, 2023).

2 Numerische Rissmodellierung im Bohrlochumfeld

Die numerische Modellierung der Rissprozesse erfolgt mit der finiten-diskreten Elemente Methode (FDEM). Die verwendete Software Irazu (Geomechanica Inc.) bildet über diesen hybriden Ansatz auch bei hohem Detaillierungsgrad und komplexem Modellaufbau eine realistische Rissentstehung und ein realistisches Risswachstum ab (Geomechanica Inc., 2019).

Neben den klassischen Parametern, wie Elastizitätsmodul oder Poissonzahl, die das elastische Verhalten des Kontinuums beschreiben, bestimmen vor allem die Scher- und Festigkeitsparameter (Kohäsion, Reibungskoeffizient, Zugfestigkeit und Risszähigkeit) das Materialverhalten. Letztere bestimmen die Rissentstehung und -erweiterung und ermöglichen eine freie Rissausbreitung im bis dahin existierenden

Kontinuum, wenn die vorherrschenden Spannungen diese Parameter überschreiten. Der Aufbau und die Durchführung der Laborversuche, aus denen die Risszähigkeitskennwerte bei Zug- und Scherbeanspruchung für die numerischen Modelle generiert werden, sind in Drexl et al. (subm.) beschrieben. Die restlichen benötigten Kennwerte sind der umfangreichen Datenbank der geomechanischen Kennwerte von Reservoirgesteinen aus der Dissertation von Potten (2020) entnommen.

Die Modellierung von insgesamt 15 zweidimensionalen Szenarien wurde im Rahmen der Masterarbeit von Yildirim (2023) durchgeführt.

2.1 Hintergrund und Annahmen des FDEM-Modells

Wie in Abb. 2-1 dargestellt, wird das Gebirge durch dreieckige elastische Kontinuumselemente dargestellt. Dazwischen sind rechteckige Risselemente implementiert, die die Entstehung und Ausbreitung von Brüchen im zuvor intakten Gestein ermöglichen.

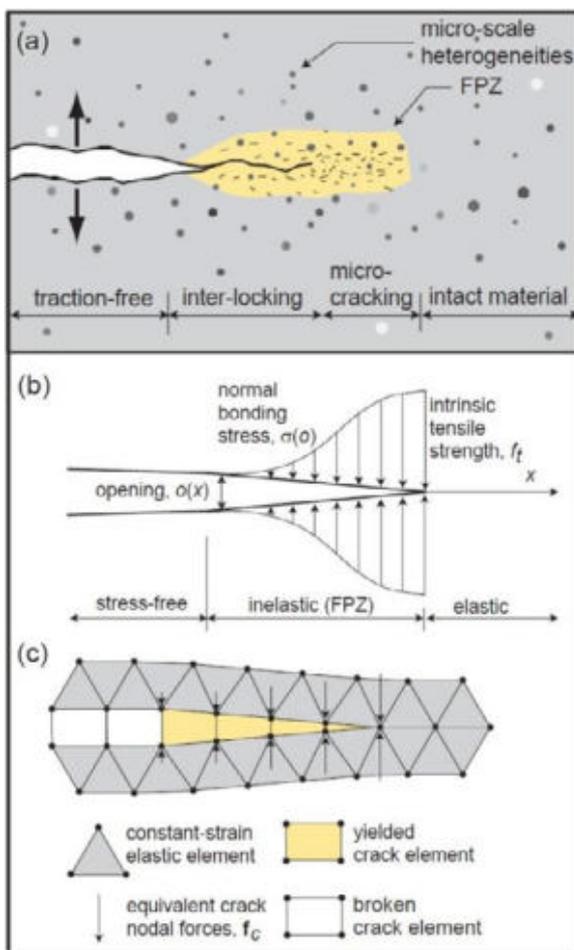


Abbildung 2-1: Implementierung des Rissprozessbereichs in der kombinierten finite-diskreten Elemente Methode für ein zweidimensionales numerisches Modell, verändert nach Lisjak et al. (2013).

Überschreiten die vorherrschenden spannungsinduzierten Belastungen die Festigkeit des Gesteins, bildet sich ein Bruch, der sich unter weiterer Beanspruchung ausdehnt, bis die Mesh-Elemente als diskrete Partikel vollständig auseinanderbrechen (Abb. 2-1). Um das Verhalten des entstandenen Diskontinuums abzubilden, wird die finite Kontinuumsberechnung hier nun als diskrete Berechnung fortgesetzt (Geomechanica Inc., 2019; Mahabadi et al., 2012).

Die hier vorgestellten Szenarien bestehen jeweils aus einer homogenen isotropen Lithologie, ohne den Einfluss von DFN oder Gesteinswechsel einzubeziehen. Der Einfluss jener Faktoren ist Bestandteil der aktuellen Forschungsarbeit.

2.2 Aufbau der Bohrlochmodelle und Randbedingungen

Die hier vorgestellten Szenarien bestehen aus horizontalen 2D-Schnitten, die das vertikale Bohrloch in einer Tiefe von 1, 2, 3, 4 und 5 km schneiden. Das Modellgebiet besteht aus einem 12 m x 12 m großen Quadrat mit einem kreisförmigen Bohrloch von 15 cm Durchmesser in der Mitte. Um die Rechenzeit zu verringern, wird das Mesh in Rechtecken um das Bohrloch herum verfeinert. Diese Verfeinerung erfolgt von einer Elementgröße von 0,7 m am äußeren Rand um einen Faktor von bis zu 0,02 im Bohrloch (Yildirim, 2023). Die gewählten Randbedingungen lassen keine Verschiebungen der äußeren Randknoten zu. Es werden drei verschiedene Materialien untersucht, die die Reservoirgesteine größtenteils repräsentieren. Die Materialien – „Kalkstein“, „fester Kalkstein“ und „fester Dolomitstein“ – beinhalten generalisierte geomechanische Eigenschaften, die mit den an in situ Kernproben ermittelten Laborergebnissen vergleichbar sind. Die Risszähigkeiten liegen hierbei zwischen 9,5 N/m und 27 N/m für Zugversagen und dem jeweils Zehnfachen für Scherversagen. Für das Material „Kalkstein“ sind sie am geringsten für den „festen Dolomitstein“ am höchsten.

Weil mit effektiven in situ Spannungen gerechnet wird, sind die Porenfluiddrücke bereits in der Berechnung enthalten. Die Gleichungen (1) und (2) beschreiben die verwendeten Spannungsgradienten nach Potten (2020).

$$\sigma_v = \sigma_{Hmax} = 13,2 \text{ MPa/km} \quad (1)$$

$$\sigma_{hmin} = 4,19 \text{ MPa/km} \quad (2)$$

Nach 200.000 von insgesamt ca. 500.000 Zeitschritten wird der Ausbruch des Bohrlochs über eine Steifigkeitsreduktion des Bohrlochinneren um zwei Zehnerpotenzen abgebildet. Im Folgenden wirkt lediglich noch ein sub-hydrostatischer Druck, wie er im Oberjura angenommen werden kann, stützend und es bilden sich Risse durch die Spannungumlagerung aus (Yildirim, 2023).



3 Erste Ergebnisse

3.1 Risswachstum und -verteilung

Mit zunehmender Tiefe steigen erwartungsgemäß die Anzahl und die Länge der entstandenen Risse an. In den Kalksteinen beginnt die intensive Rissausbreitung in einer Tiefe von 2 km, wobei die Anzahl an Rissen für den „festen Kalkstein“ in allen Tiefen deutlich geringer als beim „Kalkstein“ bleibt. Für den „Dolomitstein“ beginnt das intensive Risswachstum erst ab ca. 3 km Tiefe. In 5 km Tiefe ist die Rissausbreitung maximal.

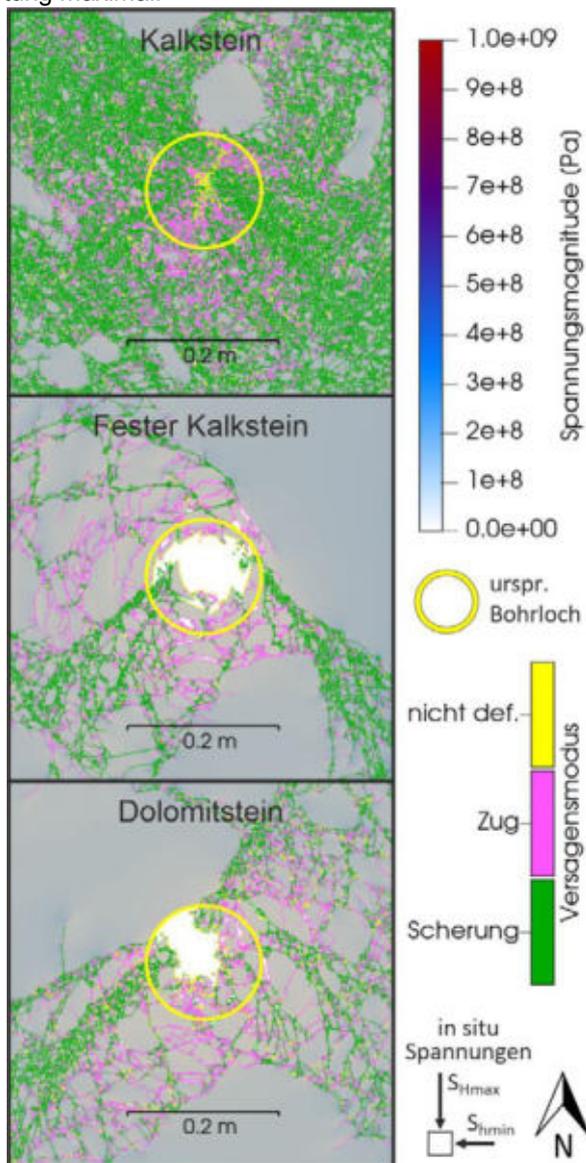


Abbildung 3-1: Modelliertes Rissnetzwerk im Umfeld eines 5 km tiefen Bohrlochs nach 339.000 Zeitschritten in verschiedenen Gesteinen.

Die in Abb. 3-1 dargestellten Szenarien zeigen die entsprechenden Rissmuster. Auch hier ist zu erkennen, dass im „Kalkstein“ die meiste Zerlegung statt-

findet, während der „feste Kalkstein“ deutlich geringere Rissausdehnung zeigt und der „Dolomitstein“ dazwischen einzuordnen ist. An den Rissspitzen ist erkennbar, dass hier leichte Spannungskonzentrationen vorliegen, die durch Risserweiterung, oder aber infolge von Spannungsumlagerung durch Verschiebung entlang existierender Risse abgebaut werden können. In dem hier dargestellten Berechnungsschritt 339.000 herrschen somit noch keine vollständigen Gleichgewichtsbedingungen. Aufgrund der vergleichsweise geringen residualen Spannungsdifferenzen im Modell ist allerdings davon auszugehen, dass ein Großteil der Rissbildung bereits abgeschlossen ist.

Die Rissorientierung hängt aufgrund der Isotropieannahme des Materialverhaltens und des Fehlens des DFN ausschließlich von der Orientierung der Hauptnormalspannungen ab. Da sich hauptsächlich Scherrisse bilden, ist deren Orientierung in Abhängigkeit des inneren Reibungswinkes des Materials bezüglich der größten Hauptnormalspannung (σ_{Hmax}) orientiert. Zugrisse treten ebenso auf, allerdings stark untergeordnet. Sie tragen kaum zur Auflockerung des Gebirges bei, auch wenn die ersten Zugrisse meist vor den Scherrissen auftreten.

3.2 Zerlegungsgrad und resultierende Bohrlochstabilität

In geringeren Tiefen (1 bis 2 km) sind zwar bereits Risse erkennbar, die sich aber nicht weit in das Gebirge erstrecken und keinen destabilisierenden Effekt haben. Im nahen Bohrlochumfeld ist für alle Materialien eine Desintegration des Gebirges erkennbar. Dies kann mit den in der Realität beobachteten Bohrlochausbrüchen und der Aufweitung des Bohrlochs assoziiert werden. Auch wenn der Gesamtbereich der Rissausbreitung deutlich weiter reicht, bedeutet dies nicht zwangsläufig, dass das Gebirge hier instabil wird. Es ist davon auszugehen, dass eine Wechsellagerung der verschiedenen Gesteine, sowie die Berücksichtigung des DFN die Rissausbreitung entscheidend beeinflussen (Stockinger, 2022). Aus diesem Grund sollte ausschließlich auf Basis dieser Daten keine finale Beurteilung der Bohrlochstabilität vorgenommen werden.

4 Zusammenfassung

Durch die finite-diskrete Modellierung der Rissprozesse um tiefe Geothermiebohrungen im NAFB konnten Einblicke in die sonst nur schwer nachvollziehbaren geomechanischen Prozesse beim Abteufen einer solchen Bohrung gewonnen werden. Entscheidend hierfür ist die solide Datenbasis aus experimentell erhobenen Eingangsparametern. Durch die



Einbeziehung unterschiedlicher Lithologien und Spannungszustände können aus diesen Modellen Erkenntnisse für Projekte im gesamten NAFB gewonnen werden.

Der signifikante Unterschied in der räumlichen und zeitlichen Rissausdehnung zwischen den modellierten Materialien zeigt, dass sich die Heterogenität des Reservoirs auch entscheidend auf die Bohrlochstabilität und die hydraulische Anbindung an das Reservoirs auswirkt. Diese Informationen sind notwendig, um eine Risikominimierung für zukünftige Geothermiebohrungen zu erreichen.

Weitergehende Untersuchungen des Einflusses von DFN und Wechsellagerung sind notwendig, um die Gebirgsverhältnisse genauer abzubilden. Darüber hinaus ist eine dreidimensionale Modellierung entlang eines abgelenkten Bohrpfads geplant, da so die Anisotropie der Gebirgseigenschaften und verschiedene Trennflächenorientierungen im Raum berücksichtigt werden können.

5 Danksagung

Diese Arbeit ist Teil der zweiten Förderphase der „Geothermie-Allianz Bayern (GAB)“ und ist im Rahmen des Teilprojekts „langfristig. Die Thermalwasserproduktion nachhaltig gewährleisten“ einzuordnen. Das Projekt wird durch das Bayerische Staatsministerium für Wissenschaft und Kunst (StMWK) finanziert. Die Autoren bedanken sich ausdrücklich bei Herrn Dr. Georg Stockinger für die tatkräftige Unterstützung bei der Modellierarbeit.

6 Literaturverzeichnis

- Agemar, T., Weber, J. & Schulz, R. (2014). Deep Geothermal Energy Production in Germany. *Energies*, 7(7), 4397–4416. <https://doi.org/10.3390/en7074397>
- Drexler, C., Mattheis, J., Potten, M. & Thuro, K. (subm.). Geomechanische Charakterisierung von tiefgeothermalen Reservoiren in Bayern, Deutschland. In DGGT e.V. (Vorsitz), *DGGT Fachsektionstage Geotechnik*, Würzburg.
- Geomechanica Inc. (2019). *Irazu Theory Manual*. Toronto.
- Geothermie-Allianz Bayern. (2023). *Geothermieanlagen in Bayern: Schematische Darstellung des Untergrundes von der Donau bis zu den Alpen*. <https://geothermie-allianz.de/geothermieanlagen-in-bayern/>
- Lisjak, A., Liu, Q., Zhao, Q., Mahabadi, O. K. & Grasselli, G. (2013). Numerical simulation of acoustic emission in brittle rocks by two-dimensional finite-discrete element analysis. *Geophysical Journal International*, 195(1), 423–443. <https://doi.org/10.1093/gji/ggt221>
- Mahabadi, O. K., Lisjak, A., Munjiza, A. & Grasselli, G. (2012). Y-Geo: New Combined Finite-Discrete Element Numerical Code for Geomechanical Applications. *International Journal of Geomechanics*, 12(6), 676–688. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000216](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000216)
- Moeck, I. S. (2014). Catalog of geothermal play types based on geologic controls. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 37, 867–882. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2014.05.032>
- Potten, M. (2020). *Geomechanical characterization of sedimentary and crystalline geothermal reservoirs* [Dissertation]. Technische Universität München, München.
- Stockinger, G. M. (2022). *Fracturing in Deep Boreholes: Stress, Structural and Lithology-controlled Fracture Initiation and Propagation in Deep Geothermal Boreholes in the Upper Jurassic Carbonate Rocks of the North Alpine Foreland Basin* [Technische Universität München, München]. CrossRef.
- Symank, A.-I. (2019). *The use of seismic attributes to increase the reliability of geothermal prospects in the South German Molasse Basin - the case study Kirchweidach* [Dissertation]. Ruhr-University Bochum, Bochum.
- Weber, J., Ganz, B., Schellschmidt, R., Schellschmidt, B. & Schulz, R. (2015). Geothermal Energy Use in Germany. *Proceedings World Geothermal Congress 2015, Melbourne, Australia, 19-25 April 2015*.
- Yildirim, R. (2023). *Numerische Modellierung der geomechanischen Prozesse im tiefengeothermischen Reservoir des Bayerischen Molassebeckens* [Masterarbeit]. Technische Universität München, München.



Potential von Niedrig-Temperatur-Aquiferspeichern (NT-ATES) in Deutschland

Ruben Stemmler, Vanessa Hammer, Philipp Blum, Kathrin Menberg, Karlsruher Institut für Technologie

Mehr als 30 % des Endenergieverbrauchs in Deutschland stammen gegenwärtig aus der Gebäudeheizung und -kühlung. Der Dekarbonisierung dieses Sektors fällt im Zuge der Energiewende daher eine wichtige Bedeutung zu. Eine Möglichkeit für signifikante Einsparungen an Treibhausgasemissionen stellen thermische Aquiferspeicher (Aquifer Thermal Energy Storage, ATES) dar. Diese Studie untersucht das räumliche Potential oberflächennaher Niedrig-Temperatur-Aquiferspeicher (NT-ATES) hinsichtlich der technischen Anwendbarkeit in Deutschland. Wichtige Kriterien für einen effizienten ATES-Betrieb, welche in der Potentialstudie berücksichtigt werden, sind hydrogeologische Größen wie die Ergiebigkeit der Grundwasserressourcen oder die Grundwasserströmungsgeschwindigkeit. Das Miteinbeziehen des deutschlandweiten Verhältnisses von Kühl- und Heizgradtagen erlaubt zudem die Berücksichtigung klimatischer Gegebenheiten und der Tatsache, dass ein ausgeglichenes Verhältnis von Heiz- und Kühlenergiebedarf vorteilhaft für einen langfristig nachhaltigen ATES-Betrieb ist. Die Potentialbestimmung erfolgt mittels einer bundesweiten GIS-Analyse durch die gewichtete Kombination der hydrogeologischen und klimatischen Kriterien. Die Gewichtungen der einzelnen Kriterien werden dabei durch die Methode der paarweisen Vergleiche bestimmt. Die Potentialkarte von Deutschland zeigt für etwa 54 % der Gebiete mit oberflächennahen Porengrundwasserleitern eine gute bis sehr gute Eignung für die Anwendung von ATES-Systemen. Ein besonders hohes Potential wurde insbesondere in den geographischen Regionen Norddeutsches Becken, Oberrheingraben sowie Süddeutsches Molassebecken identifiziert. Vorhandene Wasserschutzzonen mit eingeschränkten thermischen Nutzungsmöglichkeiten des Grundwassers reduzieren die gut bis sehr gut geeignete Fläche Deutschlands um bis zu 11 %. Die erstellte ATES-Potentialkarte zeigt dennoch ein enormes Potential für oberflächennahe ATES-Systeme in Deutschland und ist die bisher detaillierteste ihrer Art.

1 Einleitung

Die Begrenzung der globalen Erwärmung auf höchstens 2 °C über dem vorindustriellen Niveau erfordert eine erhebliche Verringerung der Treibhausgasemissionen. In Deutschland sehen die aktuellen Emissionsminderungsziele die Treibhausgasneutralität bis 2045 vor (Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz 2021). Im Bereich der Raumheizung und -kühlung, der etwa 30 % des deutschen Endenergieverbrauchs verursacht (Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz 2018), ist die Nutzung des oberflächennahen Grundwassers als Quelle und Speichermedium für thermische Energie eine vielversprechende und nachhaltige Alternative zu konventionellen Technologien. Die Speicherung von Wärme im Grundwasser ermöglicht die Minderung saisonaler Diskrepanzen zwischen Bedarf und Verfügbarkeit von Heiz- und Kühlenergie. Für diese Technologie, die als Aquifer Thermal Energy Storage (ATES) bekannt ist, wurde eine potentielle Reduzierung der

Treibhausgasemissionen um bis zu 74 % im Vergleich zu herkömmlichen Heizsystemen nachgewiesen (Fleuchaus et al. 2018; Stemmler et al. 2021; Vanhoudt et al. 2011).

In den Niederlanden gibt es mehr als 2500 ATES-Systeme, was etwa 85 % der weltweiten Anlagen entspricht, während die Technologie in Deutschland nur wenig verbreitet ist (Fleuchaus et al. 2018). Derzeit sind nur zwei ATES-Anlagen in Betrieb (Fleuchaus et al. 2018, 2021). Eine weitere Marktdurchdringung wird in Deutschland und vielen anderen Ländern bislang durch Barrieren wie mangelnde Bekanntheit und fehlende Potentialuntersuchungen verhindert (Fleuchaus et al. 2018; Lu et al. 2019). Bisherige Potentialstudien zu ATES zielten darauf ab, einen Überblick über das ATES-Potential im weltweiten oder europäischen Maßstab zu geben (Bloemendal et al. 2015, 2016; Lu et al. 2019). Der mehrere Länder umfassende Ansatz dieser Studien bedingt jedoch eine vergleichsweise geringe räumliche Auflösung der Eingangsdaten sowie der Ergebnisse. Unsere Studie konzentriert sich daher auf Deutschland und bezieht relevante und bisher nicht genutzte

Daten in höherer Auflösung zur Bewertung des bundesweiten Potentials von flachen Niedertemperatur-ATES-Systemen ($< 25^{\circ}\text{C}$) ein.

2 Material und Methoden

2.1 Auswahl der Eingangsdaten

Aufgrund hoher zu erwartender Wärmeverluste in den jeweiligen Gebieten werden zur Bestimmung der qualitativen ATES-Eignung in einem ersten Schritt Festgesteinsgebiete ohne oberflächennahe Porengrundwasserleiter von der weiteren Untersuchung ausgeschlossen. Im Folgenden werden die drei hydrogeologischen Kriterien und das klimatische Kriterium, die die ATES-Eignung beeinflussen und somit zur Bestimmung des qualitativen Potentials in den übrigen Teilen Deutschlands herangezogen werden, kurz beschrieben

Grundwasserergiebigkeit

Die Verfügbarkeit einer ausreichenden Menge an förderbarem Grundwasser ist eine Grundvoraussetzung für den Betrieb von ATES. Abb. 2-1a zeigt den genutzten Datensatz Grundwasserergiebigkeit in Deutschland (BGR 2019a).

Grundwasserströmungsgeschwindigkeit

Hohe Grundwasserströmungsgeschwindigkeiten können zu Wärmeverlusten führen und damit die thermische Effizienz von ATES-Systemen deutlich senken. Ein angepasstes Systemdesign mit strömungsabwärts gelegenen Förderbrunnen kann solche Wärmeverluste bis zu einem gewissen Grad reduzieren (Bloemendal und Olsthoorn 2018; Sommer et al. 2014). Die Miteinbeziehung dieses Kriteriums in die Potentialstudie berücksichtigt dennoch den Einfluss der Grundwasserströmungsgeschwindigkeit auf die ATES-Eignung (Abb. 2-1b) (Wendland et al. 1993).

Eisen- und Mangengehalt des Grundwassers

Hydrogeochemische Prozesse wie die Durchmischung von Grundwässern unterschiedlicher chemischer Zusammensetzung oder temperaturbedingte Veränderungen des Lösungsgleichgewichts können sich nachteilig auf den Betrieb von ATES auswirken (Hähnlein et al. 2013). Insbesondere die Verockerung von Brunnen durch hohe Eisen- und Mangengehalte kann bei NT-ATES-Systemen ein Problem darstellen (Bloemendal et al. 2016). Diesem Effekt wird durch die Einbeziehung des Datensatzes Geogene Grundwasserbeschaffenheit (BGR 2019b) Rechnung getragen (Abb. 2-1c).

Heiz- und Kühlenergiebedarf

Auch klimatische Bedingungen haben einen wesentlichen Einfluss auf die Eignung und Dimensionierung von ATES-Systemen, da sie den Heiz- und Kühlbedarf von Gebäuden stark beeinflussen (Fleuchaus et al. 2020; Ni et al. 2016). Hier wird daher das Verhältnis von jährlichen Kühlgradtagen (*Cooling Degree Days*, CDDs) und Heizgradtagen (*Heating Degree Days*, HDDs) (Abb. 3-1) miteinbezogen, um den positiven Einfluss eines ausgewogenen Systembetriebs auf einen langfristig nachhaltigen Betrieb von ATES-Systemen zu berücksichtigen (Bloemendal et al. 2014; Schüppler et al. 2019; Sommer et al. 2015).

2.2 Bestimmung des Eignungspotentials

Das landesweite ATES-Eignungspotential wird mittels einer multikriteriellen Entscheidungsanalyse (*Multi Criteria Decision Analysis*, MCDA) unter Verwendung von ArcGIS Desktop (Version 10.7.1) ermittelt. Dazu ist die Normierung aller Kriterienklassen bzw. -werte auf eine einheitliche und vergleichbare Skala mit Kriterienscores zwischen 0 und 1 erforderlich, wobei Scores nahe 1 für günstige Bedingungen und Werte nahe 0 für ungeeignete Bedingungen für den ATES-Betrieb stehen. Für die hydrogeologischen Kriterien erfolgt die Zuweisung der Scores zu den einzelnen Kriterienklassen auf der Grundlage einer Expertenbeurteilung. Das Verhältnis CDDs/HDDs wird unter Verwendung des Maximal- und des Minimalwertes als Bezugspunkte linear normiert. Tabelle 2-1 gibt einen Überblick über die Eingangskriterien und ihre jeweiligen Klassen- bzw. Werteskalen.

Daran anschließend werden paarweise Vergleiche zwischen allen möglichen Kriterienpaaren hinsichtlich ihrer jeweiligen Bedeutung für die ATES-Eignung durchgeführt. Für jedes Kriterium ergibt sich aus den paarweisen Vergleichen ein Gewichtungsfaktor, der in die Berechnung des ATES-Eignungspotentials einfließt. Resultierende Potentialwerte nahe 1 weisen dabei auf sehr günstige Bedingungen für ATES-Anwendungen in dem entsprechenden Gebiet hin. Die Abgrenzung von vier deskriptiven Potentialklassen erfolgt gemäß dem Jenks-Algorithmus, der Wertunterschiede innerhalb der einzelnen Klassen minimiert.

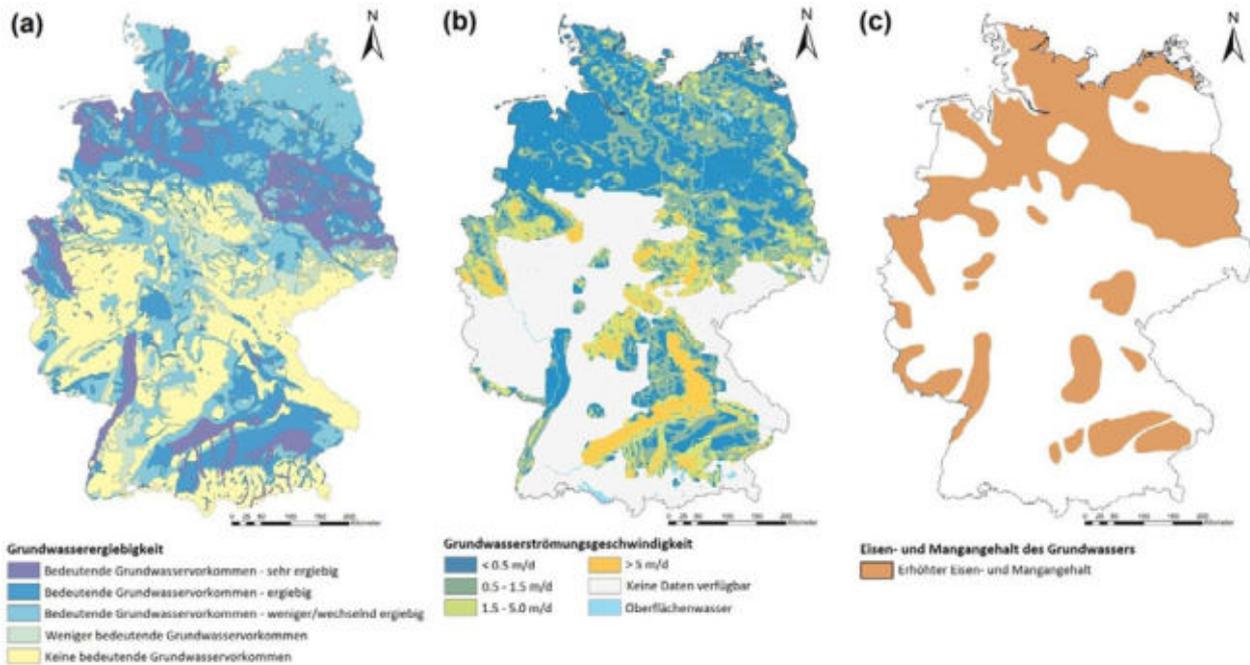


Abbildung 2-1: Hydrogeologische Eingangskriterien für die Erstellung der ATES-Potentialkarte von Deutschland: (a) Grundwasserergiebigkeit (BGR 2019a), (b) Grundwasserströmungsgeschwindigkeit (Wendland et al. 1993), (c) Eisen- und Mangangehalt des Grundwassers (BGR 2019b).

Tabelle 2-1: Eingangskriterien, Kriterienklassen oder -wertebereiche sowie normierte Scores.

Kriterium	Klasse oder Wert	Normierter Score
Grundwasserergiebigkeit	Bedeutende Grundwasservorkommen – sehr ergiebig	1
	Bedeutende Grundwasservorkommen – ergiebig	0,8
	Bedeutende Grundwasservorkommen – weniger/wechselnd ergiebig	0,6
	Weniger bedeutende Grundwasservorkommen	0,4
	Keine bedeutenden Grundwasservorkommen	0,1
Grundwasserströmungsgeschwindigkeit	< 0,5 m/d	1
	0,5 – 1,5 m/d	0,6
	1,5 – 5,0 m/d	0,4
	> 5,0 m/d oder keine Daten verfügbar	0
Eisen-/Mangangehalt des Grundwassers	Keine erhöhten Eisen-/Mangangehalte	1
	Erhöhte Eisen-/Mangangehalte	0
Verhältnis CDDs/HDDs	0,27	1
	[...]	[...]
	0	0

3 Ergebnisse und Diskussion

3.1 Verhältnis der Gradtagzahlen

Die klimatischen Bedingungen in Deutschland sind durch eine deutlich höhere Anzahl jährlicher HDDs als CDDs gekennzeichnet, d.h. der Heizenergiebedarf übersteigt den Kühlenergiebedarf. Abb. 3-1 spiegelt das in Deutschland vorherrschende Temperaturgefälle von Süden nach Norden und von Osten nach Westen wider, wobei das Verhältnis von CDDs zu HDDs im Südwesten und im Osten Deutschlands am höchsten ist. Zusätzlich zu den regionalen Unterschieden zeigt Abb. 3-1 den Einfluss der Topographie auf das Verhältnis der Gradtagzahlen.

3.2 Gewichtung der Kriterien

Tabelle 3-1 führt die Gewichtungsfaktoren der Kriterien aus den paarweisen Vergleichen auf. Dem Status der Grundwasserergiebigkeit als Grundvoraussetzung für ATES-Anwendungen hat dieses Kriterium entsprechend den höchsten Gewichtungsfaktor. Für das Kriterium Eisen- und Mangangehalt im Grundwasser ergibt sich hingegen der niedrigste Gewichtungsfaktor, da ausfällungsbedingte Verockerungen durch eine geeignete technische Anlagengestaltung zuverlässig verhindert werden können (Bloemendal et al. 2016; Ni et al. 2016).

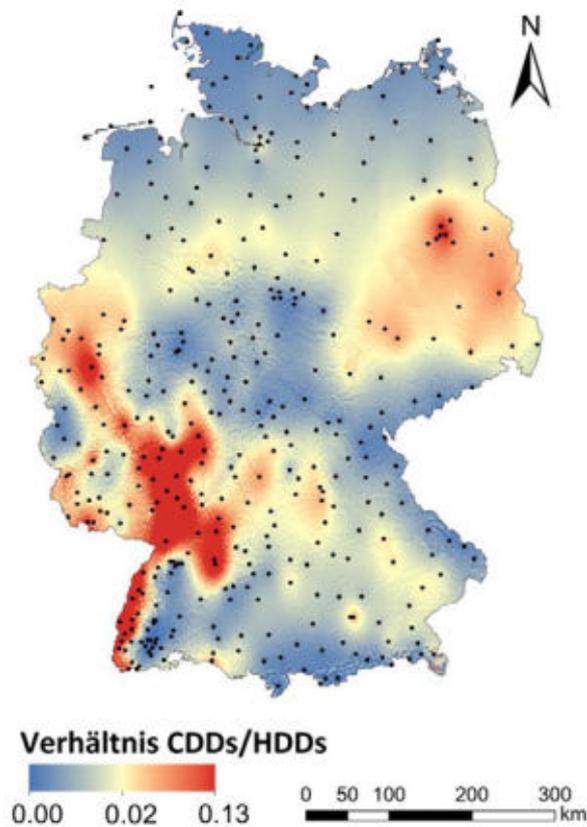


Abbildung 3-1: Verhältnis der jährlichen CDDs zu den jährlichen HDDs. Die Punkte markieren für die Abschätzung der Gradtagzahlen genutzte Wetterstationen.

Tabelle 3-1: Gewichtungsfaktoren der Eingangskriterien

Kriterium	Gewichtungsfaktor
Grundwasserergiebigkeit	0,54
Grundwasserströmungsgeschwindigkeit	0,25
Eisen-/Mangangehalt des Grundwassers	0,04
Verhältnis CDDs/HDDs	0,17

3.3 ATES-Eignungspotential in Deutschland

Abb. 3-2 zeigt das ATES-Eignungspotentials für Deutschland. Auf etwa 35 % der Fläche Deutschlands ist der Einsatz von ATES-Systemen aufgrund von Binnengewässern oder nicht vorhandenen oberflächennahen Porengrundwasserleitern in Festgesteinsregionen nicht möglich. Für etwa 54 % der verbleibenden Fläche Deutschlands zeigt sich eine sehr gute oder gute ATES-Eignung. Diese Gebiete befinden sich überwiegend in den drei geographischen Regionen Norddeutsches Becken, Oberrheingraben und Süddeutsches Molassebecken, die alle durch

das Vorhandensein mächtiger Abfolgen känozoischer Lockersedimente gekennzeichnet sind. Diese Sedimentschichten können sehr ergiebige Porengrundwasserleiter mit mehreren Grundwasserstockwerken bilden (Schubert 2016). Neben den ergiebigen Grundwasservorkommen wirkt sich in vielen Gebieten innerhalb dieser Regionen auch eine vergleichsweise geringe Grundwasserfließgeschwindigkeit von $< 0,5$ m/d begünstigend aus. Für die meisten der als moderat geeignet eingestuften Gebiete, die 26 % der relevanten Fläche Deutschlands ausmachen, ist die Grundvoraussetzung eines vorhandenen ergiebigen Grundwasserleiters erfüllt. Nachteilige Auswirkungen anderer Kriterien wie z. B. ein starkes Ungleichgewicht zwischen Heiz- und Kühlenergiebedarfen oder eine hohe Grundwasserströmungsgeschwindigkeit verringern dort jedoch die ATES-Eignung. Die als gering geeignet bezeichneten Gebiete in Abb. 3-2 machen etwa 20 % der betrachteten Fläche Deutschlands aus. Hier ist das Fehlen signifikanter Grundwasservorkommen das Hauptkriterium, das die Eignung mindert.

In Übereinstimmung mit unserer Studie zeigen frühere ATES-Potentialkarten, die auf hydrogeologischen und klimatischen Daten basieren, ebenfalls eine hohe bis sehr hohe Eignung in weiten Teilen Deutschlands und Mitteleuropas (Bloemendal et al. 2015, 2016; Lu et al. 2019). Unsere Eingangsdaten und die daraus resultierende Potentialkarte in Abb. 3-2 haben jedoch eine deutlich höhere räumliche Auflösung. Sie ist daher die bisher detaillierteste Karte des qualitativen technischen ATES-Potentials auf überregionaler Ebene, die eine spezifischere Identifizierung potentiell geeigneter Gebiete ermöglicht. Es ist jedoch zu beachten, dass aufgrund des Maßstabs der Karte keine lokalen oder standortspezifischen Schlussfolgerungen für die Planung von ATES gezogen werden können. Dafür sind detaillierte, standortspezifische Untersuchungen wie bspw. thermisch-hydraulische Modellierungen und hydrogeologische Vorortuntersuchungen notwendig.

3.4 Einschränkungen in Wasserschutz-zonen

Neben ungünstigen hydrogeologischen und klimatischen Bedingungen können auch gesetzliche Vorgaben in Wasserschutzgebieten die thermische Nutzung des Grundwassers und damit den Einsatz von ATES einschränken. In Deutschland unterliegen die als Wasserschutzgebiete ausgewiesenen Bereiche Schutzvorschriften und Tätigkeitsverboten, die die Wasserqualität oder -quantität beeinträchtigen könnten.

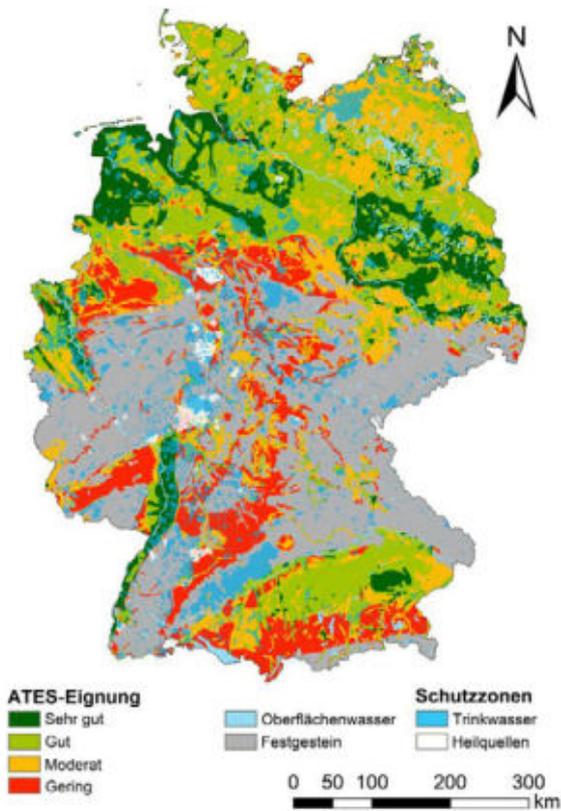


Abbildung 3-2: Deutschlandkarte des ATES-Eignungspotentials. Dargestellt sind auch die Trinkwasser- und Heilquellenschutzgebiete.

Diese Gebiete werden üblicherweise in die Zonen I, II und III eingeteilt. In den Fassungsbereichen (Zonen I) sowie den engeren Schutzzonen (Zonen II) ist jegliche geothermische Nutzung strikt ausgeschlossen, während in den weiteren Schutzzonen (Zonen III) eine bedingte thermische Nutzung des Grundwassers möglich ist. Ob Ausnahmen von den Beschränkungen in den Zonen III gemacht werden, hängt von Einzelfallentscheidungen der zuständigen Wasserbehörden ab (Neidig 2022).

Die sehr gut bzw. gut geeignete Fläche in Deutschland reduziert sich bei Berücksichtigung der Trinkwasser- und Heilquellenschutzgebiete um rund 11 %, wenn der Ausschluss von ATES-Anwendungen in allen Wasserschutzonen I bis III angenommen wird (Abb. 3-2). Insbesondere für den nördlichen Teil des Oberrheingrabens wird das hohe technische ATES-Potential durch Wasserschutzgebiete deutlich verringert. Auch die Fläche der mäßig geeigneten Gebiete wird um etwa 14 % reduziert. Für die Planung einzelner ATES-Systeme erscheint daher die Prüfung von Nutzungsmöglichkeiten in den Schutzzonen III lohnend. Dies gilt insbesondere angesichts der Ausdehnung der Schutzzone III, die in der Regel deutlich weiträumiger als die Zonen I und II ist.

4 Fazit

In dieser Studie werden hydrogeologische und klimatische Daten kombiniert, um das qualitative Eignungspotential von oberflächennahen Niedertemperatur-ATES-Systemen in Deutschland zu ermitteln. Die resultierende Karte ist die bisher detaillierteste ihrer Art und zeigt ein hohes Gesamtpotential für Deutschland. Etwa 54 % der Fläche des Landes mit oberflächennahen Porengrundwasserleitern sind sehr gut bis gut für ATES-Anwendungen geeignet. Neben der Bewertung des landesweiten Gesamtpotentials kann die Karte als nützliches Instrument für die Identifizierung geeigneter Regionen in einem ersten Schritt der ATES-Planung dienen. Die sehr gut oder gut geeigneten Gebiete konzentrieren sich vor allem auf die geographischen Regionen des Norddeutschen Beckens, des Oberrheingrabens sowie des Süddeutschen Molassebeckens. Die Betrachtung von Trinkwasser- und Heilquellenschutzgebieten zeigt, dass in vielen Gebieten das technische ATES-Potential durch wasserschutzrechtliche Restriktionen deutlich reduziert wird. Zukünftig könnte diese Art der Potentialauswertung für die Untersuchung des ATES-Potentials in anderen Ländern oder in einzelnen Regionen mit detaillierteren und erweiterten Eingangsdaten genutzt werden.

Literaturverzeichnis

- Bayer, Peter; Attard, Guillaume; Blum, Philipp; Menberg, Kathrin (2019): The geothermal potential of cities. In: *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 106, S. 17–30. DOI: 10.1016/j.rser.2019.02.019.
- BGR (2019a): Ergiebigkeit der Grundwasservorkommen von Deutschland 1:1.000.000 (ERGW1000) - Groundwater Yields of Germany 1:1,000,000 (ERGW1000). Digital map data v1. Hannover: Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe.
- BGR (2019b): Geogene Grundwasserbeschaffenheit von Deutschland 1:1.000.000 (GEOGW1000) - Geogenic Groundwater Quality of Germany 1:1,000,000 (GEOGW1000). Digital map data v1. Hannover: Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe.
- Bloemendal, Martin; Hoekstra, Nanne; Slenders, Hans L. A.; van de Mark Bart; van de Ven, Frans; Andreu, Alicia et al. (2016): Europe-wide Use of Sustainable Energy from aquifers. E-USE(aq) Complete Deliverable Report. DOI: 10.13140/RG.2.1.3548.8883.
- Bloemendal, Martin; Olsthoorn, Theo (2018): ATES systems in aquifers with high ambient groundwater flow velocity. In: *Geothermics* 75, S. 81–92. DOI: 10.1016/j.geothermics.2018.04.005.



- Bloemendal, Martin; Olsthoorn, Theo; Boons, Frank (2014): How to achieve optimal and sustainable use of the subsurface for Aquifer Thermal Energy Storage. In: *Energy Policy* 66, S. 104–114. DOI: 10.1016/j.enpol.2013.11.034.
- Bloemendal, Martin; Olsthoorn, Theo; van de Ven, Frans (2015): Combining climatic and geo-hydrological preconditions as a method to determine world potential for aquifer thermal energy storage. In: *The Science of the total environment* 538, S. 621–633. DOI: 10.1016/j.scitotenv.2015.07.084.
- Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz (2021): Bundes-Klimaschutzgesetz. KSG.
- Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (2018): Energieverbrauch nach Anwendungsbereichen in Deutschland 2017. Hg. v. Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz.
- Fleuchaus, Paul; Godschalk, Bas; Stober, Ingrid; Blum, Philipp (2018): Worldwide application of aquifer thermal energy storage – A review. In: *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 94, S. 861–876. DOI: 10.1016/j.rser.2018.06.057.
- Fleuchaus, Paul; Schüppler, Simon; Godschalk, Bas; Bakema, Guido; Blum, Philipp (2020): Performance analysis of Aquifer Thermal Energy Storage (ATES). In: *Renewable Energy* 146, S. 1536–1548. DOI: 10.1016/j.renene.2019.07.030.
- Fleuchaus, Paul; Schüppler, Simon; Stemmler, Ruben; Menberg, Kathrin; Blum, Philipp (2021): Aquiferspeicher in Deutschland. In: *Grundwasser - Zeitschrift der Fachsektion Hydrogeologie* 26 (2), S. 123–134. DOI: 10.1007/s00767-021-00478-y.
- Hähnlein, Stefanie; Bayer, Peter; Ferguson, Grant; Blum, Philipp (2013): Sustainability and policy for the thermal use of shallow geothermal energy. In: *Energy Policy* 59, S. 914–925. DOI: 10.1016/j.enpol.2013.04.040.
- Lu, Hongwei; Tian, Peipei; He, Li (2019): Evaluating the global potential of aquifer thermal energy storage and determining the potential worldwide hotspots driven by socio-economic, geo-hydrologic and climatic conditions. In: *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 112, S. 788–796. DOI: 10.1016/j.rser.2019.06.013.
- Neidig, Philipp (2022): Rechtsfragen saisonaler Aquifer-Wärmespeicher. Hemmnisse und Lösungsmöglichkeiten aus Sicht des Berg- und Umweltrechts. 1st ed. Berlin: Erich Schmidt Verlag GmbH & Co (BSER Berliner Schriften zum Energierecht, 5).
- Ni, Zhuobiao; van Gaans, Pauline; Smit, Martijn; Rijnaarts, Huub; Grotenhuis, Tim (2016): Combination of aquifer thermal energy storage and enhanced bioremediation: resilience of reductive dechlorination to redox changes. In: *Applied microbiology and biotechnology* 100 (8), S. 3767–3780. DOI: 10.1007/s00253-015-7241-6.
- Schubert, Thomas (Hg.) (2016): Regionale Hydrogeologie von Deutschland. Die Grundwasserleiter: Verbreitung, Gesteine, Lagerungsverhältnisse, Schutz und Bedeutung. Ad-Hoc-Arbeitsgruppe Hydrogeologie der Staatlichen Geologischen Dienste in der Bundesrepublik Deutschland, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe. Hannover, Stuttgart: Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) (Geologisches Jahrbuch Reihe A, Allgemeine und regionale Geologie Bundesrepublik Deutschland und Nachbargebiete).
- Schüppler, Simon; Fleuchaus, Paul; Blum, Philipp (2019): Techno-economic and environmental analysis of an Aquifer Thermal Energy Storage (ATES) in Germany. In: *Geotherm Energy* 7 (1), S. 669. DOI: 10.1186/s40517-019-0127-6.
- Sommer, Wijbrand; Doornenbal, P. J.; Drijver, B. C.; van Gaans, P. F. M.; Leusbrock, I.; Grotenhuis, J. T. C.; Rijnaarts, H. H. M. (2014): Thermal performance and heat transport in aquifer thermal energy storage. In: *Hydrogeol J* 22 (1), S. 263–279. DOI: 10.1007/s10040-013-1066-0.
- Sommer, Wijbrand; Valstar, Johan; Leusbrock, Ingo; Grotenhuis, Tim; Rijnaarts, Huub (2015): Optimization and spatial pattern of large-scale aquifer thermal energy storage. In: *Applied Energy* 137, S. 322–337. DOI: 10.1016/j.apenergy.2014.10.019.
- Stemmler, Ruben; Blum, Philipp; Schüppler, Simon; Fleuchaus, Paul; Limoges, Melissa; Bayer, Peter; Menberg, Kathrin (2021): Environmental impacts of aquifer thermal energy storage (ATES). In: *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 151, S. 111560. DOI: 10.1016/j.rser.2021.111560.
- Vanhoudt, D.; Desmedt, J.; van Bael, J.; Robeyn, N.; Hoes, H. (2011): An aquifer thermal storage system in a Belgian hospital: Long-term experimental evaluation of energy and cost savings. In: *Energy and Buildings* 43 (12), S. 3657–3665. DOI: 10.1016/j.enbuild.2011.09.040.
- Wendland, Frank; Albert, Helge; Bach, Martin; Schmidt, Rolf (Hg.) (1993): Atlas zum Nitratstrom in der Bundesrepublik Deutschland. Rasterkarten zu geowissenschaftlichen Grundlagen, Stickstoffbilanzgrößen und Modellergebnissen. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.



Slope Stability Challenges Repurposing the Coal Mine as Hybrid Pumped-Hydro-power Storage

Ershad Ud Dowlah Pahlowan, Technische Universität Berlin, Berlin
Dr. Anika Braun, Technische Universität Berlin, Berlin

The global energy production system is rapidly phasing out fossil fuels and elevating renewable energy. Due to the rapid fall of their generation costs, the world is aiming to boost power generation from solar and wind. As solar and wind are nonlinear power sources, power generation falls and rises depending on the obtained sunshine and wind. To provide electricity linearly, the system needs to store excess energy during off-peak hours and resupply it when the electricity demand is high. The present research focuses on repurposing abandoned open pit coal mines as HPHS, where the mine pit is considered the lower reservoir and the upper reservoir could be constructed in a suitable location at the ground surface. Water in lower reservoirs and in some cases groundwater inflow would be one of the main controlling factors of the slope stability. During the HPHS operation, the lower reservoir water levels will be fluctuating over certain periods of time in the day. Consequently, pore water pressure will adversely affect the stability of the slope, which could make the slope unstable and endanger structures in and on the slope around the reservoir. To tackle the influence of hydrostatic pressure fluctuation on the slope, it is necessary to analyse the slope stability in different water level scenarios with different seismic scenarios.

1 Introduction

The global energy production system is undergoing a significant transition from fossil fuels to renewable energy sources, such as solar and wind power. This shift is driven by the falling costs of solar and wind generation, making them attractive options for increasing power generation worldwide (IRENA 2019). However, one challenge with these renewable sources is their nonlinearity, as electricity production fluctuates depending on the availability of sunshine and wind. To ensure a steady and reliable electricity supply, excess energy generated during off-peak hours needs to be stored and then supplied during periods of high electricity demand (Chu et al. 2016).

While there are various energy storage technologies available, many of them are not suitable for long-term and large-scale implementation. One proven and well-established technology for energy storage is pumped-hydro power storage (PHS). PHS involves pumping water from a lower reservoir to a higher one when there is excess electricity and then releasing it downhill to generate power during peak demand periods. These reservoirs are interconnected through a tunnel or penstock, enabling the transfer of water between them. The PHS system functions as a large-scale battery, capable of storing excess power and re-leasing it as needed (see figure 1-1). Due to its

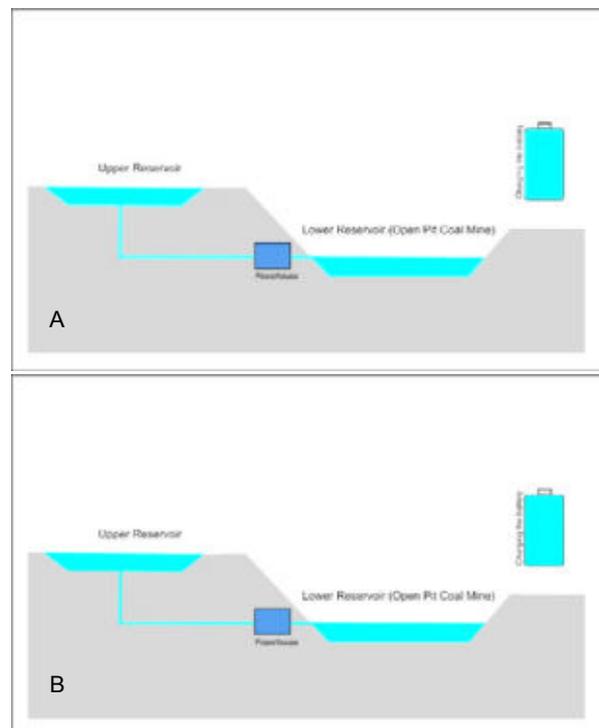


Figure 1-1: Schematic Diagram of PHS in Open Pit Coal Mine. (A) represents the system in charging mode and (B) represents the system in discharging mode

scalability and reliability, PHS is experiencing rapid growth in the current global market (NREL 2022). In



fact, the global PHS market size is estimated to be around USD 361 billion, and it is projected to reach USD 640 billion by 2028. Furthermore, the installation capacity of PHS systems is expected to exceed 300 GW. These statistics highlight the increasing demand and adoption of PHS as a key component of the energy storage landscape (Global Market Insights 2022).

To overcome the constraint of topography in the installation of pumped-hydro storage (PHS) facilities, repurposing abandoned open-pit coal mines presents could be a potential solution. These mines often possess the required topographical characteristics that make them suitable for PHS installations. One key aspect of PHS is finding suitable head differences between the upper and lower reservoirs. This can be achieved by either lowering the water depth of the mine pit lake or positioning the upper reservoir on top of the external dump.

This research specifically focuses on the stability of the mine pit slope as a case study for transforming it into a PHS facility. The analysis takes into account the hydraulic effects of different water levels and also considers the influence of seismic loading on slope stability. By studying these factors, the aim is to assess the feasibility of utilizing the mine pit slope for PHS and to determine the optimal design parameters that ensure both slope stability and efficient energy storage operations.

2 Data and Method

A crucial aspect of deterministic stability analysis is accurately determining the strength parameters, which play a vital role in calculating the factor of safety (FoS). The FoS indicates the stability of the slope and is used to determine the critical FoS when the slope becomes unstable. Various sources are considered to obtain the strength parameters, including direct test results, correlations, theoretical principles, empirical data, and other relevant information (Schuppener 2007).

In this study, the strength parameters are taken from (Kavvadas et al. 2013; Kavvadas et al. 2022). Additionally, five slope profiles representing Greece lignite mines, as described by (Zevgolis et al. 2018), are selected for analysis. These mines consist of three main rock and soil units: marls or limestone at the bottom, followed by the lignite layer, and covered by the overburden layer at the surface. Furthermore, there is an extended discrete weak layer between the marls and lignite layers. Kavvadas et al. (2022) have determined that the stability condition of the pit lake reaches approximately 15-35% of the final equilibrium condition, known as the critical depth of the

slope. Therefore, in this study, the lake water surface above the critical depth of each slope profile is considered. Pseudo-static seismic analysis is employed to examine the seismic loading on the slope. The seismic coefficient used is $a=0.24g$, with the horizontal coefficient $K_h=0.5a=0.12g$ and the vertical upward coefficient $K_v=0.5K_h=0.06g$.

In slope stability analysis, two main calculation methods are commonly used: analytical and numerical. Analytical methods, while rigorous, can be challenging to apply to complex problems. The Limit Equilibrium Method (LEM) is an analytical approach that evaluates the balance between driving and resisting forces. It determines the shear strength along the sliding surface by assessing the shear stress at which the soil fails. The factor of safety (FS), which indicates stability, is influenced by the strength of the soil. LEM divides the sliding surface into vertical slices, calculates the driving and resisting forces for each slice, and generates the factor of safety for the entire slope.

In this study, three widely recognized LEM methods are considered for stability analysis: The Bishop method, the Janbu method, and the Spencer method. The Bishop method calculates the FS by dividing the resisting forces by the driving forces. It considers the inclination of the failure surface, the shear strength parameters of the soil, and the pore water pressure. The Bishop method is widely used for slope stability analysis due to its simplicity and effectiveness. Similarly, the Janbu method divides the potential failure surface into multiple slices and analyzes the stability of each slice individually. It considers the variation of shear strength parameters within each slice and incorporates the soil's stress-strain behavior during the analysis. On the other hand, the Spencer method introduces a more sophisticated analysis technique by considering both force and moment equilibrium conditions. Therefore, this study will present the results obtained using the Spencer method.

Finding the critical slip surface in slope stability analysis is challenging due to the need to minimize the factor of safety by adjusting the geometry of the trial slip surface. Eurocode -1997-1:2004 addresses the issue of lower shear strength in its guidelines for slope stability analysis. The code recognizes that certain soil layers may exhibit lower shear strength compared to others, which can significantly affect slope stability. It encourages the analysis of noncircular failure surfaces. Hence, this study employs noncircular slip surface analysis to identify the critical slip surface. To reduce the computational effort required for probabilistic analysis, a combination of the surface-altering optimization method and the global



noncircular method is utilized. This approach provides reasonably accurate results while minimizing computational requirements (Mafi et al. 2021).

The study adopts a concise approach to evaluating slope stability without focusing on specific mine slope geometry or geology. Instead, it aims to identify general patterns and characteristics relevant to slope stability analysis.

3 Result and Discussion

3.1 Factor of safety at steady state condition

The factor of safety was assessed for different depths of lake water acting as the lower reservoir. Under steady-state groundwater conditions, each 10-meter increment in lake water depth resulted in varying factor of safety values. Among the five analyzed slopes, stability was observed in all cases, but the rate at which the factor of safety increased differed between slopes.

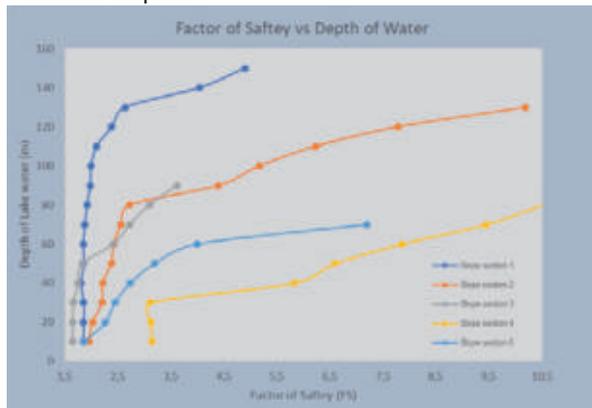


Figure 3-1: Lake water depth on slope stability

In slope section 1, the factor of safety remained relatively stable until the lake water depth reached 110 meters. Beyond this depth, a significant change in the factor of safety was observed. Similarly, for slope section 3, the factor of safety remained low until the lake water depth reached 50 meters, despite the critical depth of the slope being at 44 meters.

On the other hand, the remaining three slopes exhibited a gradual increase in the factor of safety with increasing lake water depth. For slope section 2, the increment in factor of safety was gradual until the lake water depth reached 80 meters. In the case of slope section 4, there was minimal change in the factor of safety until the depth reached 30 meters, after which a significant shift occurred following the critical depth of the slope. Based on these observations, it can be concluded that the factor of safety generally

increases with greater lake water depth for the analyzed slopes, although the specific trends may vary. The critical depth of the slope does not always align precisely with critical changes in the factor of safety, but in most cases, a substantial change is observed after surpassing the critical depth.

3.2 Factor of safety at Hydraulic gradient.

The factor of safety was determined for various hydraulic head differences in different slopes under both static and seismic (pseudo static) conditions. Generally, the factor of safety decreases as the hydraulic head differences increase, assuming the soil strength remains constant across the slopes. Figure 3-2 illustrates the relationship between hydraulic gradient and slope stability.

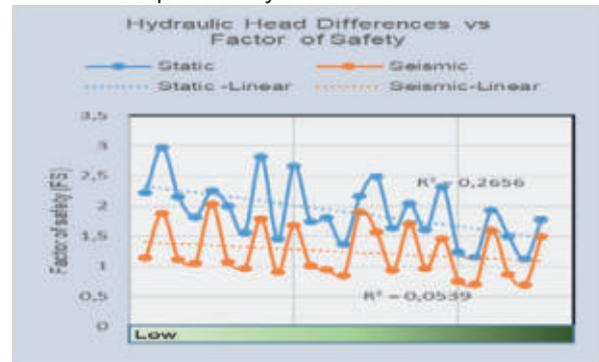


Figure 3-2: Hydraulic gradient on slope stability

In static conditions, there is a linear regression between hydraulic head differences and the factor of safety, with a coefficient of determination (r^2) of 0.26. However, in seismic conditions, the linear regression coefficient of determination is lower at 0.05. This suggests that the pseudo static seismic load has a mitigating effect on the impact of hydraulic head differences on the factor of safety for these slopes. Therefore, the pseudo static seismic force affects different slopes in varying ways.

Consequently, the geometry of the slope has a relatively lesser influence on factor of safety calculations in static conditions compared to seismic conditions. Additionally, each individual slope section, both in static and seismic conditions, exhibits a higher correlation between the factor of safety and hydraulic head differences compared to analyzing the slopes collectively.

3.3 The combined influence of the water table height and lake water depth on slope stability

The collective impact of the water table height, extending from the toe to the top of the slope, and the lake water depth has a significant influence on slope

stability. The water table height refers to the level at which groundwater is found within the slope, while the lake water depth pertains to the depth of water in a lake or reservoir.

The presence of a high-water table and a deep lake water level can exert hydrostatic pressure on the slope, which affects its stability. For instance, Figure 3-2 show effect of hydraulic gradient on stability. The hydrostatic pressure increases with greater water depths, resulting in an increase in the total stress acting on the slope. This additional stress can reduce the effective stress within the slope, potentially diminishing the shear strength of the soil and increasing the likelihood of slope failure.

Conversely, a low water table and shallow lake water depth can lead to reduced hydrostatic pressure and increased effective stress within the slope. Figure 3-3 represents the collective impact of hydraulic gradient and lake water depth on slope. The tangential line represents the FoS in steady state condition of lake water with depth, whereas horizontal or nearly horizontal lines shows hydraulic gradient impact on slope stability. Most of the cases intersection point of lake water depth and hydraulic gradient represent the optimal factor of safety for combined effect of hydraulic gradient and depth of lake water on slope. This can enhance the shear strength of the soil, contributing to improved slope stability. Consequently, it will help to find out the optimal head differences between the upper and lower reservoir for pumped-hydro power storage (PHS).

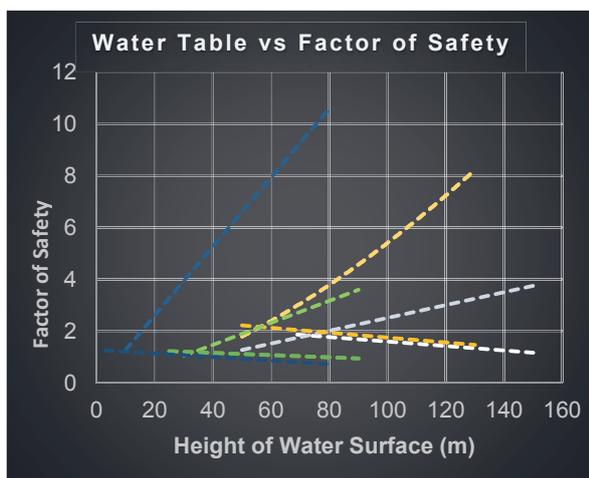


Figure 3-3: Collective impact of the water table height and lake water depth on stability

3.4 Conclusion

In conclusion, the factor of safety in slope stability is influenced by various factors such as the depth of lake water acting as the lower reservoir, hydraulic gradient, and the combined influence of water table height and lake water depth.

The analysis of different depths of lake water on slope stability showed that the factor of safety generally increases with greater lake water depth for the analyzed slopes. However, the rate of increase varied among the slopes. Some slopes exhibited a gradual increase in factor of safety, while others showed a significant change after surpassing critical depths. The critical depth of the slope did not always align precisely with critical changes in the factor of safety.

Under static conditions, there was a linear regression between hydraulic head differences and the factor of safety. As hydraulic head differences increased, the factor of safety decreased. However, seismic conditions had a mitigating effect on the impact of hydraulic head differences on slope stability. The pseudo static seismic load influenced the slopes differently, and the correlation between the factor of safety and hydraulic head differences was higher when analyzing individual slope sections.

The combined influence of water table height and lake water depth on slope stability was significant. A high-water table and deep lake water level increased hydrostatic pressure, reducing effective stress within the slope and potentially increasing the likelihood of failure. On the other hand, a low water table and shallow lake water depth led to reduced hydrostatic pressure and increased effective stress, improving slope stability.

The optimal factor of safety for the combined effect of hydraulic gradient and depth of lake water on slope stability can be determined by finding the intersection point between the two factors. This information is crucial for assessing the stability of slopes in pumped-hydro power storage projects and determining the optimal head differences between the upper and lower reservoirs.

4 References

Chu, Steven; Cui, Yi; Liu, Nian (2016): The path towards sustainable energy. Nature Publishing Group. Available online at <https://www.nature.com/articles/nmat4834>, updated on 6/8/2023, checked on 6/8/2023.

Global Market Insights (2022): Pumped Hydro Storage Market Size, Industry Analysis Report, Regional Outlook, Application Potential, Price Trend, Competitive Market Share & Forecast, 2022 - 2028.

IRENA (2019): Renewable power generation costs in 2018. Available online at <https://www.google.de/books/edition/Renewa->



ble_power_generation_costs_in_2018/9dsCE-AAAQBAJ?hl=en&gbpv=1&printsec=frontcover, updated on 6/7/2023, checked on 6/7/2023.

Kavvadas, Michael; Roumpos, Christos; Servou, Aikaterini; Paraskevis, Nikolaos (2022): Geotechnical Issues in Decommissioning Surface Lignite Mines—The Case of Amyntaion Mine in Greece. In *Mining 2* (2), pp. 278–296. DOI: 10.3390/mining2020015.

Kavvadas, Michael; Z, Agioutantis; P, P. Schilizzi; C, Steiakakis (2013): Stability and movements of open-pit lignite mines in Northern Greece.

Mafi, Ramin; Javankhoshdell, Sina; Cami, Brigid; Jamshidi Chenari, Reza; Gandomi, Amir H. (2021): Surface altering optimisation in slope stability analysis with non-circular failure for random limit equilibrium method. In *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* 15 (4), pp. 260–286. DOI: 10.1080/17499518.2020.1771739.

NREL (2022): Pumped Storage Hydropower. Available online at https://atb.nrel.gov/electricity/2022/pumped_storage_hydropower, updated on 6/8/2023, checked on 6/8/2023.

Schuppener, Bernd (2007): Eurocode 7: Geotechnical design-Part 1: General rules-its implementation in the European Member states. Available online at <https://henry.baw.de/server/api/core/bitstreams/fd597fed-b4d0-4da7-9413-a6fa376f27da/content>.

Zevgolis, Ioannis E.; Deliveris, Alexandros V.; Koukoulas, Nikolaos C. (2018): Probabilistic design optimization and simplified geotechnical risk analysis for large open pit excavations. In *Computers and Geotechnics* 103, pp. 153–164. DOI: 10.1016/j.compgeo.2018.07.024.





Untersuchung des Einflusses der Dichte von Böden auf die Ausbreitung thermischer Felder während des Betriebs von Hochspannungserdkabeln

Marin Siebert, Technische Universität Berlin – Fachgebiet Ingenieurgeologie

Am 18. Dezember 2015 wurde ein Gesetz zum Ausbau des Stromübertragungsnetzes beschlossen – demnach sind neue Hochspannungsleitungen im Gleichstrombereich (HGÜ-Leitungen) vorrangig als Erdkabel zu bauen. Erfahrungen oder belastbare Daten über das langfristige Verhalten von Erdkabeln gibt es bisher jedoch nicht, unter entsprechendem Vorbehalt muss der Netzausbau vor allem im Hinblick auf inhärent dezentrale Infrastrukturen erneuerbarer Energien betrachtet werden. Es werden Ansätze für numerische Lösungen aus Open Source und proprietärer Software präsentiert und miteinander verglichen.

1 Einleitung

Während des Betriebs von Hochspannungskabeln kommt es zu Übertragungsverlust, dem sogenannten Ohmschen Verlust. Dieser äußert sich in der Entwicklung hoher Temperaturen, wobei die Maximaltemperatur abhängig vom Lastprofil bei über 80°C liegen kann. Bei Freileitungen kommt es so zur Erwärmung der umgebenden Luft, wohingegen bei Erdkabeln sowohl die Erwärmung des umliegenden Bodens als auch der Grabenfüllung kritisch betrachtet werden müssen.

2 Theoretischer Hintergrund

Böden sind poröse Medien deren physikalische Eigenschaften durch die mineralische Zusammensetzung des Festkörperanteils sowie die im Porenraum vorhandenen Fluide bestimmt werden (De Vries, 1952 & 1958). Wärme in porösen Medien wird folglich in Abhängigkeit Ihrer Zusammensetzung konduktiv über Kornkontakte und konvektiv bzw. diffusiv durch Fluidbewegung transportiert.

Zu den ersten umfassenden numerischen Lösungen der Erdkabelproblematik zählt die gekoppelte Simulation von Wärme-, Wasser-, und Dampftransport nach Kroener et al. (2014). In Ihrem Modell wird das Kabel als Wärmequelle mit konstanter Eintragsleistung modelliert. Die Autoren erzielten hier im Vergleich zu experimentellen Ergebnissen eine gute Übereinstimmung und identifizieren als potentielle Fehlerquellen vor allem die Unterschätzung von Betriebstemperaturen als Folge der Annahme konstanter Wärmeleitfähigkeiten. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass die Leitertemperaturen längerfristig durch Umgebungstemperaturen (Jahreszeiten) und kurzfristig durch z.B. Niederschlag beeinflusst werden. Steigende Temperaturen resultieren in Verdunstungsvorgängen und damit Dampftransport in das umgebende Erdreich, bzw. einem hydraulischen Gradienten zum Kabel. Dieser erhebliche Einfluss des Wassergehalts wurde auch in der Dissertation von Trinks (2010) beobachtet und deshalb Bodenart und Wassergehalt sowie Fluidtransport als entscheidende Einflussfaktoren auf den Temperaturhaushalt identifiziert.

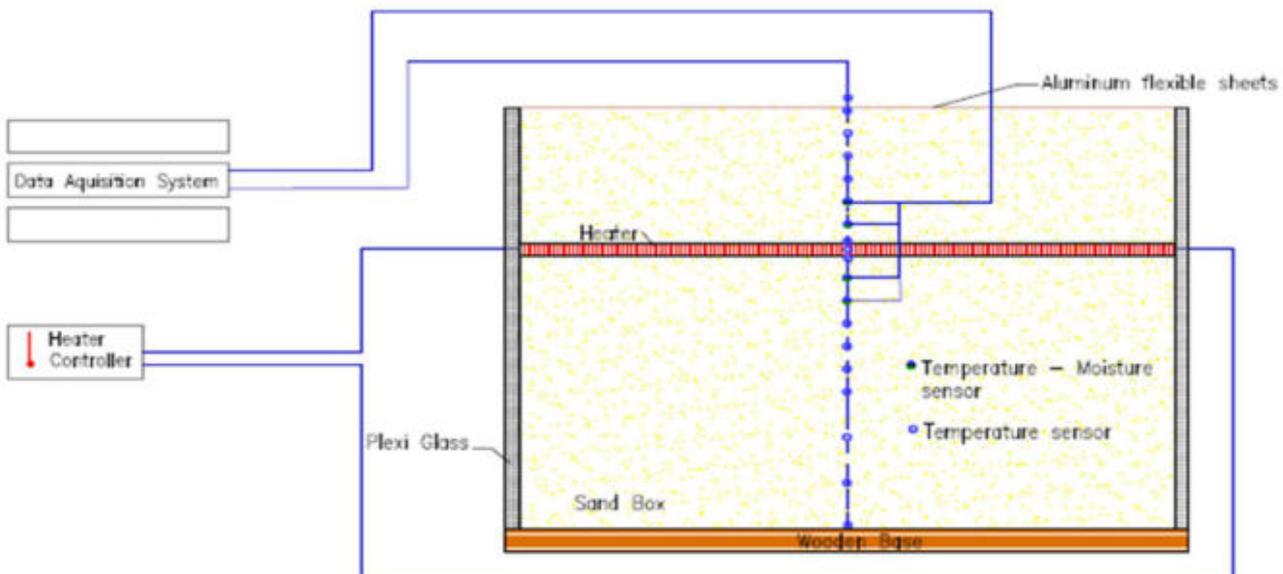


Abbildung 1: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus mit Heizkörper und Sensorik (Ahmad., et al. 2021)

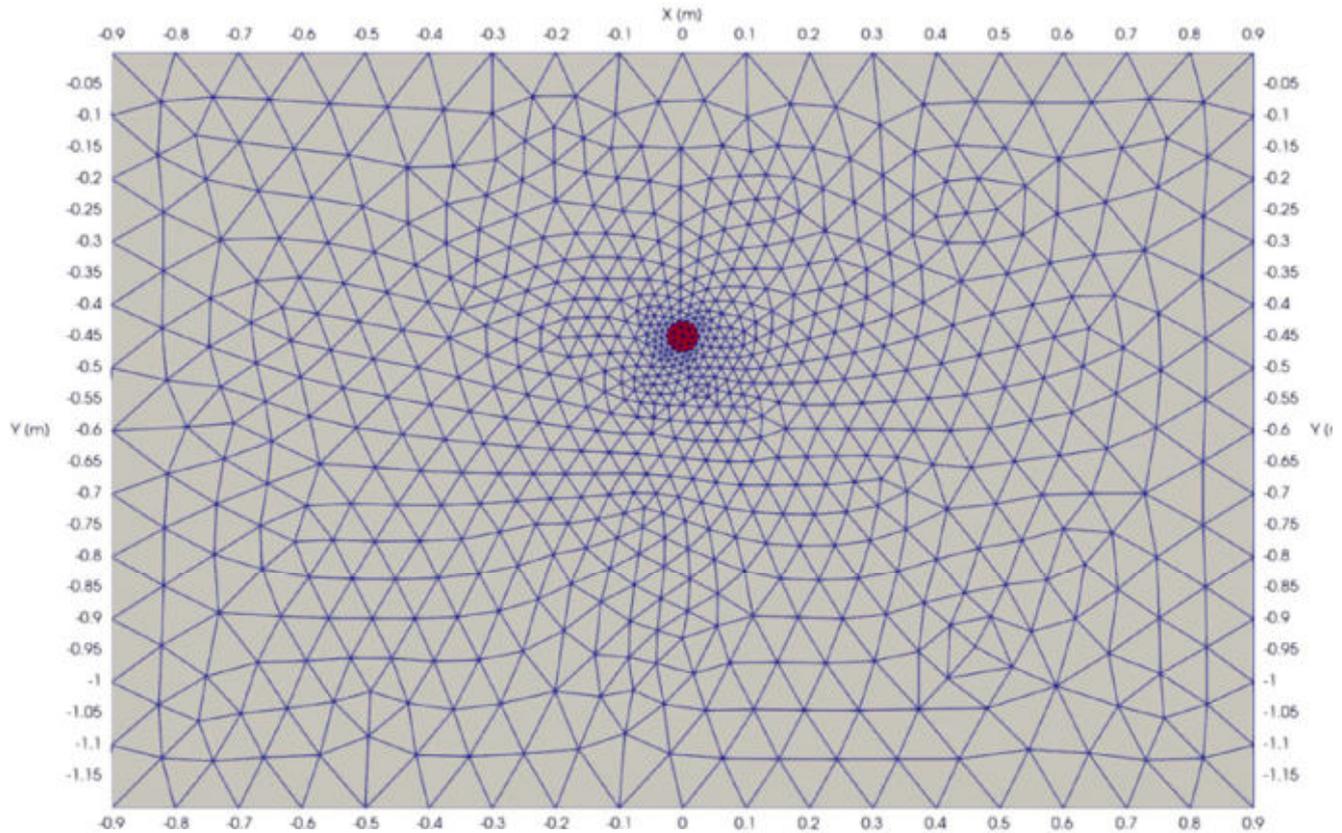


Abbildung 2: Generiertes Mesh, Kabel in rot

Experimentelle Untersuchungen wurden u.a. von Verschaffel-Drefke et al. (2021) durchgeführt. Hierbei konnte abhängig von der Temperatur die Entwicklung von Trockenzonen um eine Hitzequelle nachgewiesen werden. Ein ähnlicher Versuchsaufbau wurde auch von Ahmad et al. (2021) untersucht, wobei neben einem zyklischen Heizprofil auch einzelne konstante Heizphasen an trockenen Böden untersucht wurden. Hierbei wird ein 800 mm langer temperaturgesteuerter Heizstab mit 50 mm Durchmesser entlang der kürzeren Seite einer 1200x1000x1800 mm (HxBxT) mit Sand gefüllten Box positioniert (Abbildung 1). Es sind jeweils 4 Sensoren zur Ermittlung von Wassergehalt und Temperatur in horizontaler und vertikaler Richtung mit 5 cm Abstand positioniert. Die Werte werden anschließend während einer 120-stündigen Heizdauer kontinuierlich aufgezeichnet.

3 Modellaufbau

Die Ergebnisse der Untersuchungen nach Ahmad et al. (2021) werden im Folgenden für erste Verifizierungen einer neuen Simulationsumgebung als Grundlage angenommen und anschließend mit Ergebnissen proprietärer Software verglichen.

3.1 Mesh

Das Mesh wird basierend auf dem Versuchsaufbau mit der Open-Source Software Gmsh (Geuzaine und

Remacle, 2020) generiert. Zur besseren Vergleichbarkeit wird das resultierende Mesh in beiden Simulationsprogrammen genutzt. Das zweidimensionale Mesh betrachtet einen Querschnitt des Versuchs entlang der Tiefe. Die Auflösung wurde durch einfaches Splitting verbessert und anschließend zweifach geglättet. Das resultierende Mesh besteht aus 1412 Elementen, wobei die Auflösung in Richtung des Kabels zunimmt (Abbildung 2).

3.2 Software

Mithilfe multiphysikalischer numerischer Simulation soll der Einfluss physikalischer Eigenschaften auf die relevanten Transportprozesse der Wärmeausbreitung und letztlich der resultierenden thermischen Felder während des Betriebs von Hochspannungskabeln untersucht werden. Als proprietäres Software Paket für die numerische Simulation wurde COMSOL Multiphysics® verwendet und mit der Open Source Software MOOSEFRAMEWORK (Permann et al., 2019) verglichen. Es handelt sich bei beiden Softwarepaketen um koppelbare multiphysikalische Simulationsumgebungen.

3.2.1 COMSOL Multiphysics®

COMSOL Multiphysics® ist ein proprietäres Softwarepaket zur Simulation einzelner und gekoppelter physikalischer Fragestellungen.



Tabelle 1: für die Simulation mit MOOSE/COMSOL verwendete physikalische Parameter

Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Korndichte	ρ_s	kg/m^3	2650
Porosität	φ	1	0,32
Wärmeleitfähigkeit	λ	W/mK	835
spez. Wärmekap.	C_p	J/kgK	0,2/0,25
Permeabilität	k_f	m^2	1e-14

Die Funktionen decken den gesamten Modellierungsworkflow von geometrischen Modellierung über den modularen Aufbau des physikalischen Problems bis hin zum Postprocessing ab. Das Softwarepaket besteht seit 1986, ist sowohl in Forschung als auch Industrie etabliert und bietet somit eine ideale Vergleichsbasis bei der Simulation mit Open-Source Lösungen und neuer Fragestellungen hinsichtlich Genauigkeit und Performance.

Die physikalischen Eigenschaften und der Wärmetransport können mithilfe des Moduls *Heat Transfer in Porous Media* modelliert werden. Hierbei wird zwischen poröser Matrix und Porenfluid entschieden. Es wird ein lokales thermisches Equilibrium angenommen und die äquivalente bzw. effektive Wärmeleitfähigkeit über alle Materialien vorgegeben.

Der Fluidtransport im Porenraum wird über die Richards-Gleichung (Richards, 1931) modelliert. Im Falle des hier modellierten trockenen Bodens kann der Fluidtransport jedoch vernachlässigt werden.

3.2.2 MOOSEFRAMEWORK

Das MOOSEFRAMEWORK (Multiphysics Object-Oriented Simulation Environment) ist eine Open-Source C++ finite Elemente Umgebung zur Simulation gekoppelter multiphysikalischer Probleme. Es zeichnet sich durch eine exzellente Skalierbarkeit (über 30.000 Kerne) und eine sehr aktive Community aus. Auf Grundlage der Umgebung ist es möglich entweder auf bestehenden Modulen zu arbeiten oder auch mehrere Module miteinander zu koppeln, eigene Anwendungen zu entwickeln und die physikalischen Formulierungen zu erweitern bzw. neue hinzuzufügen.

Das Modul Porous Flow (Wilkins et al., 2021) umfasst die Formulierungen für das hier untersuchte Problem. Die Arbeit mit MOOSE funktioniert codebasiert über Input-Files, in denen Materialeigenschaften, Randbedingungen, Kernel etc. direkt angesprochen werden. Die Wärmeübertragung wird über die entsprechenden Kernel (PorousFlowHeatAdvection, PorousFlowHeatConduction) berechnet und über die Ableitung nach der Zeit erweitert (PorousFlowEnergyTimeDerivative).

3.3 Physikalische Parameter und Randbedingungen

Die Modellränder werden als offene Grenzen modelliert, das heißt es findet ein freier Wärmeaustausch mit einer unendlichen Umgebung bei 21°C statt. Der Heizstab wird stark vereinfacht als konstante unendliche Wärmequelle entlang des Objektrands angenommen. Der Umgebungsdruck wird mit 101.325 Pa (1 atm) angenommen.

Sämtliche eingeführten Parameter sind nach aktuellem Stand konstant modelliert. Aufgrund zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht untersuchter Unterschiede in der Implementierung physikalischer Formulierungen zur Wärmeübertragung bestehen relevante Abweichungen zwischen den berechneten Ergebnissen der zwei verwendeten Simulationsprogramme. Die Wärmeleitfähigkeit wird aus diesem Grund zur besseren Veranschaulichung für die Simulation in MOOSE mit 0,2 W/mK und für COMSOL mit 0,25 W/mK angenommen. Eine Übersicht der physikalischen Parameter ist in Tabelle 1 dargestellt.

Die Temperatur des Heizstabs wird entsprechend dem Versuchsaufbau mit 70°C bzw. 90°C angesetzt. Ausgehend von der initialen Umgebungstemperatur von 21°C wird über eine Dauer von 120 h beheizt.

4 Ergebnisse & Diskussion

Die Ergebnisse der ersten grundlegenden Simulationen sind in Abbildung 3 dargestellt. Die Temperaturen in 5 cm horizontalem Abstand zeigen erwartungsgemäß hohe Temperaturen. Beide Simulationen tendieren mit zunehmender Dauer zu einer Überschätzung der erreichten Temperaturen, was auf eine unzureichende Abbildung des thermischen Regimes vor allem in Hinsicht auf die Wärmeleitfähigkeit hindeutet. Deutlich wird dies auch durch die in Tabelle 1 aufgeführten konstanten Werte der Wärmeleitfähigkeit, die zumindest für erste anschauliche Ergebnisse unterschiedlich angesetzt wurde. Trotz der weniger exakten Abbildung der Messwerte zeigen beide Kurven einen ähnlichen Verlauf, der zumindest die Herangehensweise verifiziert.

In 20 cm Abstand ist ein wesentlich geringerer Einfluss des Heizstabs zu beobachten. Im Vergleich ist festzustellen, dass beide Kurven mit zunehmender Dauer ein Equilibrium anstreben. Die Ergebnisse der Simulation mit MOOSE sind in der Lage die ersten 20-40 h mit sehr guter bis guter Genauigkeit abzubilden. Im weiteren Verlauf zeichnet sich aber auch hier eine Überschätzung der Temperaturen ab. COMSOL zeigt eine längerfristige Unterschätzung der Temperaturen mit einem annähernd linearen Verlauf, der

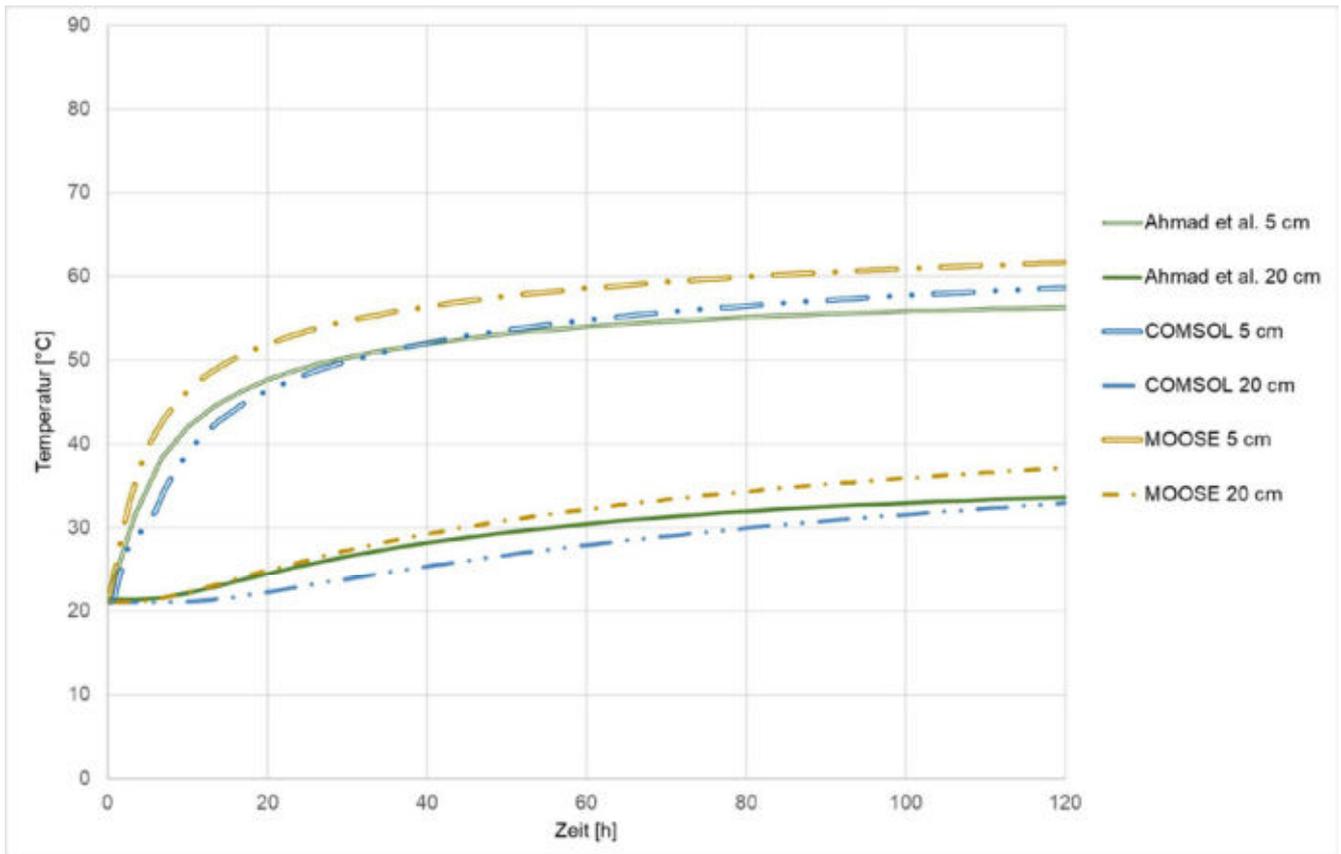


Abbildung 3: Ergebnisse der 120h stündigen Simulation mit MOOSE (gelb) und COMSOL (blau) in horizontalem Abstand zum Heizstab von 5 cm (hohl) bzw. 20 cm (fett) im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen von Ahmad et al.

sich zum Ende der Simulationszeit den Messergebnissen angleicht. Allerdings ist die Steigung der simulierten Kurve höher, weshalb auch hier im weiteren Verlauf eine Überschätzung zu erwarten ist.

Beide Modelle sind zum jetzigen Zeitpunkt für die exakte Wiedergabe der Messergebnisse unzureichend. Die Unterschiede in den berechneten Temperaturen sind zunächst auf die Implementierung der physikalischen Formulierungen zurückzuführen. Trotz der bisweilen guten Übereinstimmung der Kurven bei 20 cm Abstand scheint die Formulierung des Wärmetransports bzw. die Umsetzung im konzeptionellen Modell in beiden Fällen zum jetzigen Zeitpunkt unvollständig zu sein.

Weiterhin bestehen Unterschiede in der Art der anwendbaren Randbedingungen, die in diesem Modell vor allem für den Abtransport der Wärme zuständig sind. Die Daten der Umgebungstemperatur während der Versuche von Ahmad et al. (2021) zeigen in diesem Zusammenhang ein zeitliches Schwanken von 1-2°C. Hinsichtlich der relativ kleinen Unterschiede der Modelle zu den Laborergebnissen sind diese augenscheinlich geringen Abweichungen in der Umgebungstemperatur zur Erreichung einer zufriedenstellenden Übereinstimmung nicht zu unterschätzen.

Ahmad et al. (2021) präsentieren zu Beginn Ergebnisse über die Zusammenhänge von Dichte Wassergehalt und Wärmeleitfähigkeit des untersuchten Bodens. Genauer Informationen zu den exakten Eigenschaften des für diesen Versuch verwendeten Materials – hier vor allem aufgrund des wasserfreien Einbaus die Dichte – sind allerdings nicht aufgeführt. Dies erlaubt zwar in gewissem Grad die Interpolation der benötigten Werte, führt allerdings ebenso zu geringen Abweichungen in der Modellabbildung.

Die erwähnten Abweichungen von Randbedingungen, Differenzen in Formulierungen zur Wärmeübertragung sowie konkreter Eigenschaften der simulierten Medien sind für sich genommen auf den ersten Blick nur von geringer Auswirkung. Bei zeitgleichem Auftreten können die berechneten Ergebnisse jedoch wesentlich beeinflusst werden und eine korrekte Abbildung der Fragestellung so verhindern.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Der Betrieb von Hochspannungskabeln im Erdreich setzt das Verständnis der vorherrschenden Transportprozesse sowie der hydraulischen und thermischen Regime voraus. Es wurde ein experimenteller



Aufbau zur Untersuchung dieser Fragestellung vorgestellt. Dieser wurde zunächst im trockenen Fall für die Entwicklung numerischer Modelle mit proprietärer und open-source Software untersucht. Zum jetzigen Zeitpunkt sind die hieraus erzielten Ergebnisse zwar nicht zufriedenstellend. Allerdings konnten relevante Fehlerquellen identifiziert und zumindest erste Übereinstimmungen in der Abbildung des thermischen Regimes erreicht werden. Diese Fehlerquellen sollen zunächst konkretisiert und anschließend minimiert bzw. behoben werden. In weiteren Schritten werden die Modelle um den advektiven und diffusiven Transport von Wasser und -dampf erweitert und die Ergebnisse erneut mit den entsprechenden Versuchen aus der vorgestellten Veröffentlichung verifiziert. Mit den korrekt parametrisierten Modellen sollen anschließend neue Fragestellungen untersucht und die auf MOOSE basierende open-source Anwendung für weiterführende Forschung zugänglich gemacht werden.

Literaturverzeichnis

Ahmad, S., Rizvi, Z.H., Arp, J.C.C., Wuttke, F., Tirth, V., Islam, S. (2021): Evolution of Temperature Field around Underground Power Cable for Static and Cyclic Heating. *Energies* 2021, 14, 8191.

COMSOL Multiphysics® v.6.1 www.comsol.com
COMSOL AB, Stockholm, Sweden.

De Vries, D.A. (1958): Simultaneous Transfer of Heat and Moisture in Porous Media. *Transactions, American Geophysical Union*, Vol. 39, No. 5, Oct, 1958.

De Vries, D.A. (1952): The thermal conductivity of granular materials, *Annexe 1952-1 Bul. Inst. Intern. Du Froid*, pp. 115-131, 1952.

Geuzaine, C., Remacle, J.-F. (2020): Gmsh (30.05.2023, URL: <http://http://gmsh.info/>)

Kroener, E., Vallati, A., Bitteli, M. (2014): Numerical simulation of coupled heat, liquid water and water vapor in soils for heat dissipation of underground electrical power cables. *Applied Thermal Engineering*, Vol. 70 (2014) p. 510-523.

MOOSE, 2019. MOOSE GitHub. <http://www.github.com/idaholab/moose>. <http://www.github.com/idaholab/moose>.

Permann, C.J., Gaston, D.R., Andrš, D., Carlsen, R.W., Kong, F., Lindsay, A.D., Miller, J. M., Peterson, J.W., Slaughter, A.E., Stogner, R.H., Martineau, R.C., 2020. MOOSE: enabling massively parallel multiphysics simulation. *Software* 11, 100430.

Richards, L.A. (1931): Capillary conduction of liquids through porous mediums. In: *Physics*. 1, 1931, S 318-333, Cornell University, Ithaca NY, PhD Thesis, 1931.

Trinks, S. (2010): Einfluss des Wasser- und Wärmehaushaltes von Böden auf den Betrieb erdverlegter Energiekabel. Dissertation, Technische Universität Berlin, Berlin, Juli 2010.

Verschaffel-Drefke, C., Balzer, C., Schedel, M., Hinrichsen, V., Sass, I. (2021): Experiment for validation of numerical models of coupled heat and mass transfers around energy cables. *Vadose Zone Journal*. 2022:21.

Wilkins, A., Green, C.P., Ennis-King, J. (2021): An open-source Multiphysics simulation code for coupled problems in porous media. *Computers and Geosciences*, Vol. 15, 09.2021, 104820





Gleichstromleitung SuedLink – Konzeptionierung und Umsetzung eines Laborprogrammes zur Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit von Böden und zur Kabelachstandsdimensionierung

Tobias Stenger, M.Sc., Boley Geotechnik GmbH, München
Dipl.-Ing. Christoph Drefke, TransnetBW GmbH, Stuttgart
Dr.-Ing. Johannes Stegner, TenneT TSO GmbH, Bayreuth

Durch die priorisierte Erdverkabelung von neuen Höchstspannungs-Gleichstrom-Übertragungsleitungen wie dem SuedLink entstehen neue planerische Herausforderungen, für die umfassende Kenntnisse der thermischen Eigenschaften des Baugrundes notwendig sind. Um dem gerecht zu werden, wurde ein innovatives Messkonzept entwickelt, durch welches an zahlreichen Proben entlang der geplanten Trasse qualitativ hochwertige und reproduzierbare Messergebnisse zum maßgeblichen Kennwert der Kabelachstandsdimensionierung, der Wärmeleitfähigkeit, ermittelt werden. Da die Wärmeleitfähigkeit eines Lockergesteins grundlegend vom Wassergehalt eines Bodens abhängt, wurde ein hocheffizienter und teilautomatisierbarer Versuchsaufbau ausgewählt, welcher die Bestimmung der vollständigen Wärmeleitfähigkeits-Wassergehalts-Beziehung vom gesättigten bis in den ofentrockenen Zustand ermöglicht. Darauf aufbauend wurde eine Auswerterroutine entwickelt, im Zuge derer zahlreiche Einflussgrößen berücksichtigt werden. Die daraus gewonnenen charakteristischen Kennwerte werden zur Dimensionierung der Kabelachstandsabstände bzw. zur Validierung von thermischen Mindestabständen im Projekt herangezogen. Somit wird u. a. durch die thermische Erkundung die vollständige Übertragungskapazität des SuedLinks gewährleistet und durch die Flächenoptimierung werden Projektkosten sowie der Eingriff in die Umwelt reduziert. Weiterhin hat der große Datensatz das Potenzial, die Entwicklung von Pedotransferfunktionen weiterzuentwickeln und somit zukünftig die Anzahl an benötigten Messungen in vergleichbaren Projekten zu reduzieren.

1 Einleitung

Durch das am 01.01.2023 novellierte Erneuerbare-Energien-Gesetz (EEG 2023) werden die Klimaziele Deutschlands deutlich verschärft. Bis 2030 sollen mindestens 80 % der Bruttostromversorgung in Deutschland aus erneuerbaren Energien stammen und somit auch die Abhängigkeit von fossilen Energieträgern minimiert werden. Da grüner Strom überwiegend dezentral im windreichen Norden und sonigen Süden erzeugt wird, muss das deutsche Stromnetz an die veränderte Erzeugungsstruktur angepasst werden. Ein zentraler Baustein hierzu sind Höchstspannungs-Gleichstrom-Übertragungs-Trassen (HGÜ), von denen der SuedLink mit 700 km Länge und 4 GW Übertragungskapazität das größte Infrastrukturvorhaben darstellt. Entsprechend der gesetzlichen Vorgaben wird das Projekt SuedLink durch die TenneT TSO GmbH und die TransnetBW GmbH als Erdkabelvorhaben geplant und umgesetzt (BGBL 2015). Bei erdverlegten HGÜ stellt die Erfüllung von technischen und umweltfachlichen Anforderungen eine besondere Herausforderung dar. Um die geplante Übertragungskapazität zu gewährleisten, muss die maximal zulässige Betriebstemperatur des

Leiters von 70 °C eingehalten werden. Die entstehende Betriebswärme des SuedLinks muss daher durch den umliegenden Baugrund in dazu ausreichendem Maße abgeleitet werden. In Folge dessen müssen die Kabelpaare in einem thermischen Mindestabstand zueinander verlegt werden, welcher die Funktionalität des SuedLinks gewährleistet. Dieser Mindestabstand ist - um den Eingriff in die Umwelt zu minimieren - möglichst gering zu wählen.

Für die Dimensionierung der Kabelachstandsabstände von HGÜ-Trassen spielt die Wärmeleitfähigkeit (WLF) des umgebenden Bodens und der Bettungsmaterialien eine maßgebende Rolle. In Deutschland bzw. der Europäischen Union fehlt bislang ein anerkanntes Regelwerk zur Bestimmung der WLF von Lockergestein. Lediglich der Aufbau der Nadelsonde bzw. die Ermittlung der WLF aus deren Messung sind bereits durch die ASTM D5334:22A (2022) bzw. die IEEE STD 442 (2017) international normiert.

In Folge einer fehlenden Richtlinie wurde unter Beteiligung zahlreicher Fachexperten sowie auf Basis bestehender Publikationen (z. B. MARKERT 2012, DREFKE et al. 2016) ein Konzept entwickelt, welches

alle Prozesse von der Probenahme über den Probentransport und -lagerung, bis hin zur Messung und Auswertung regelt. Durch diese Spezifikation wird im Projekt SuedLink sichergestellt, dass auch unter Beteiligung verschiedener Projektbearbeiter und WLF-Labore an rund 7000 Proben vergleichbare und reproduzierbare WLF-Kennwerte ermittelt werden. Auf Basis der erarbeiteten und im Projekt angewandten Messspezifikation wird gegenwärtig ein DIN-Entwurf für die Bestimmung der WLF von Lockergesteinen erarbeitet.

2 Grundlagen zur Wärmeleitfähigkeit von Böden

Die WLF λ in $W/(m \cdot K)$ ist eine temperaturabhängige Materialkonstante, die den maßgeblichen Transportkoeffizienten der stationären Wärmeleitung darstellt. Sie definiert die proportionale Abhängigkeit zwischen Wärmestrom bei anliegendem Temperaturgradienten innerhalb eines Stoffes und ist innerhalb isotroper Stoffe grundsätzlich richtungsunabhängig. In geotechnischen Fragestellungen kann die Temperaturabhängigkeit der WLF aufgrund der relativ geringen Temperaturunterschiede innerhalb des Baugrundes i. d. R. vernachlässigt werden (MAREK & NITSCHKE 2015).

Im Baugrund hängt die WLF eines Bodens maßgeblich von dessen Kornsummenkurve, der mineralogischen Zusammensetzung, des Organikanteils, der Trockenrohdichte sowie vom volumetrischen Wassergehalt ab (DE VRIES 1963).

Bei der Kornsummenkurve sowie der mineralogischen und organischen Zusammensetzung handelt es sich um Bodeneigenschaften, welche durch den in-situ anstehenden Baugrund vordefiniert sind. Im Zuge der Probenvorbereitung des WLF-Versuches wird wiederum die Trockenrohdichte der Probe auf die im Feld angetroffene Verdichtung eingestellt. Der volumetrische Wassergehalt eines Bodens unterliegt jedoch starken saisonalen Schwankungen, welche durch die meteorologischen, nutzungsbedingten und hydrogeologischen Gegebenheiten bedingt sind. In Folge dessen wurde ein Messkonzept entwickelt, welches die Wärmeleitfähigkeits-Wassergehalts-Beziehung (WLF-WG-Beziehung) eines Bodens kontinuierlich in Abhängigkeit der eingestellten Trockenrohdichte bestimmt.

Im Vergleich zur Messung der WLF an einzelnen Wassergehaltsstützstellen (z. B. bei singulären Feldmessungen) liefert das im nachfolgenden Kapitel beschriebene Vorgehen eine fundierte Datenbasis, mithilfe derer unter Berücksichtigung der maximalen na-

türlichen sowie kabelbedingten Austrocknung charakteristische WLF-Kennwerte für die thermische Dimensionierung von Kabeltrassen ermittelt werden.

3 Methodik

3.1 Probenqualität

Die Bestimmung der WLF-WG-Beziehung erfolgt an Proben, die im Rahmen der Baugrunduntersuchung entlang der Trasse entnommen wurden. Grundsätzlich können sowohl ungestörte als auch gestörte Proben für den Laborversuch herangezogen werden. Hierbei ist zu beachten, dass im Projekt SuedLink die WLF-Kennwerte bei der im Feld angetroffenen Dichte bestimmt werden.

Ungestörte Proben der Güteklasse 1 oder 2 werden in projektspezifischen Stahlzylindern entnommen, die einen Innendurchmesser von 8 cm und eine Höhe von 5 cm aufweisen und zusätzlich mit drei um 120° zueinander versetzten Bohrungen auf halber Höhe der Mantelfläche ausgestattet sind. Durch diese mit Klebeband verschlossenen Öffnungen wird später die WLF-Nadelsonde eingestochen. Gestörte Proben sollen nach Möglichkeit die Güteklasse 3 aufweisen, so dass zusätzlich zur WLF auch der in-situ Wassergehalt der Probe ermittelt werden kann. Es können jedoch auch gestörte Proben der Güteklasse 4 und 5 vermessen werden.

Die Wahl der Probenqualität ist von unterschiedlichen Faktoren abhängig. Zunächst definieren die Bodenart sowie die bodenmechanischen Eigenschaften des anstehenden Bodens, ob und wie Proben höherer Güteklasse entnommen werden können. Ist dies der Fall, werden im Projekt aufgrund der Dichteabhängigkeit der WLF priorisiert ungestörte Proben entnommen. Dies betrifft vorrangig Lockergesteine ohne Kies- oder Steinanteil. Einzelne gröbere Fraktionsanteile in ungestörten Proben können i. d. R. mitvermessen werden, solange das Einstechen der Nadelsonde möglich ist. Es ist zu beachten, dass unmittelbar an der Nadel anliegende Kiesanteile durch die meist bessere WLF von Festgesteinskomponenten die Messungen verfälschen können. Gestörte Proben werden priorisiert für Böden mit signifikanten Grobfraktionsanteilen herangezogen, da hierbei eine Abtrennung der Fraktionsanteile > 2 mm im Rahmen der Versuchsvorbereitung ermöglicht wird. Die abgetrennten Anteile werden im Zuge der Auswertung der Laborergebnisse wieder rechnerisch berücksichtigt. Weiterhin besteht die Möglichkeit an gestörten Proben auch geringere oder höhere Verdichtungsstufen zu untersuchen. Der Einfluss anisotroper Effekte im Vergleich zwischen gestörten und ungestörten Proben wurde durch Vergleichsmessungen als vernachlässigbar eingestuft.



3.2 Messaufbau und Probenvorbereitung

In Abbildung 1 ist ein einzelner Versuchsaufbau für die Bestimmung einer kontinuierlichen WLF-WG-Beziehung dargestellt. Für die Durchführung einer Versuchsreihe wird eine Laborwaage mit PC-Schnittstelle und ein WLF-Messgerät mit angeschlossener und fixierter Nadelsonde benötigt.

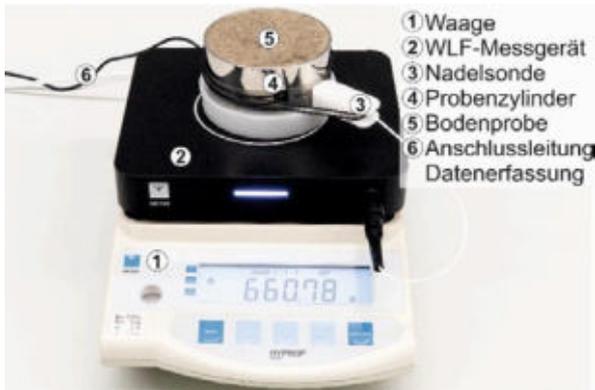


Abbildung 1: Versuchsaufbau zur kontinuierlichen Messung der WLF-WG-Beziehung von Bodenproben (verändert nach METER Group AG 2021)

Die Proben selbst werden in dem unter Kap. 2 beschriebenen und Abbildung 1 dargestellten Stechzylinder vermessen. Ungestörte Proben werden hierzu direkt im Feld im Versuchsstechzylinder entnommen und bedürfen keiner speziellen Vorbereitung.

Bei gestörtem Probenmaterial muss zunächst der insitu-Wassergehalt bestimmt und nicht vermessbare Fraktionsanteile abgetrennt werden. Hierzu zählen alle Fraktionsanteile ab Mittelkies sowie die Feinkiesfraktion ab einem Massenanteil von 30 % an der Gesamtfraktion. Im Anschluss wird das Material in den versuchsspezifischen Probenzylinder auf die natürliche Trockenrohddichte eingebaut. Damit das Probenmaterial nicht ausrieselt, wird zuvor an der unteren Seite eine Verschlusskappe aufgesteckt. Liegen zur insitu-Dichte keine Informationen vor, können über die Lagerungsdichte bzw. die Konsistenz mithilfe der DIN 4220:2020-11 vergleichbare Dichtewerte abgeleitet werden. Die benötigte Probenmenge für den Einbau ist im Anschluss über das Verhältnis zwischen Zieltrockenrohddichte, Zylindervolumen und Wassergehalt zu berechnen. Sofern Grobanteile abgetrennt wurden, wird vereinfachend für das Probenmaterial die insitu-Dichte der Gesamtfraktion angenommen.

Nach dem Probeneinbau folgt die Aufsättigung des Materials. Hierzu werden ein Filterpapier und eine Siebplatte auf den Zylinderkopf gesetzt. Daraufhin

wird die Probe gedreht, die Verschlusskappe abgenommen und der Zylinder mit der Siebplatte voran für min. 30 Stunden in ein Wasserbad zur kapillaren Aufsättigung gestellt. Sobald diese abgeschlossen ist, wird die Verschlusskappe wieder aufgesetzt und die Siebplatte samt Filterpapier nach dem Drehen der Probe abgenommen. Die Probe ist jetzt bereit für Messdurchführung.

3.3 Messdurchführung

Zum Einbau in den Messstand wird die Nadelsonde in eine der seitlich, versiegelten Öffnungen eingestochen und fixiert. Sollte dies durch etwaige Grobanteile nicht möglich sein, stehen zwei zusätzliche Bohrungen für den Sondeneinbau zur Verfügung. Im Anschluss wird die Probe samt Nadelsonde gemeinsam mit dem WLF-Messgerät auf der Waage platziert, die Anschlüsse verbunden und die Messung über die zentrale Steuerungseinheit bzw. einen PC gestartet.

Durch das Messsystem wird alle 60 Minuten die WLF sowie das Gewicht der Probe aufgezeichnet. Durch die zunehmende Verdunstung des in der Probe enthaltenen Wassers über die Versuchsdauer wird die spezifische WLF-WG-Beziehung der Probe bestimmt. Zu beachten ist, dass im Labor konstante klimatische Bedingungen zwischen 18 – 22 °C einzuhalten sind, da Temperaturschwankungen zu verstärkter Streuung der Messergebnisse führen können.

Die Messreihe kann beendet werden, sobald die Massenkonstanz der Probe erreicht wird. Maßgeblich abhängig ist dies von der Bodenart bzw. der Art und Anteil der bindigen Fraktion. Die Geschwindigkeit der Austrocknung nimmt mit zunehmendem Austrocknungsgrad ab. In Folge dessen kann das Erreichen der Massenkonstanz zwischen einigen Tagen bis mehrere Wochen andauern. In der Praxis hat sich eine Versuchsdauer von 8 Tagen bewährt, weshalb dies als Abbruchkriterium definiert wurde. Hierdurch wird sichergestellt, dass bei den verschiedenen Bodenarten die für die Kabeldimensionierung relevanten Wassergehaltsbereiche erfasst werden und dass der Versuch im Projekt großmaßstäblich mit einer handhabbaren Versuchsdauer angewandt werden kann.

Nach dem Ausbau der Probe aus dem Versuchstand wird diese im Trockenofen bei 65 °C für 48 Stunden getrocknet. Eine Trocknung mit einer Temperatur über 65° bedingt das Risiko mineralogischer Veränderungen durch das Austreiben kristallin gebundenen Wassers. Da im Bereich der Kabelanlage des SuedLink mit darüber hinaus deutlich geringeren Temperaturen der bodenberührenden Teile zu rech-

nen ist, stellen diese Trocknungsbedingungen bereits einen Worst Case dar. Abschließend wird die Probe im Exsikkator abgekühlt und zusätzlich vier Wiederholungsmessungen der WLF durchgeführt. Nach Abschluss der vier Wiederholungsmessungen wird die Probe bei 105 °C getrocknet und das Trockengewicht bzw. die Trockenrohddichte ermittelt. Über diese Information berechnet die Software den Wassergehalt für jeden einzelnen Messwert.

3.4 Messergebnisse

Als Messergebnis des Versuches resultiert die WLF-WG-Beziehung einer Probe, welche beispielhaft für einen Sand in Abbildung 2 dargestellt wird. Dieser Sand weist von der ofentrockenen bis zur gesättigten WLF eine Spannweite von ca. 0,3 bis 2,35 W/(m*K) auf. Gut zu erkennen ist die durch das Abbruchkriterium bedingte Messlücke zwischen dem letzten luftgetrockneten und den ofengetrockneten Messwerten. Im Verlauf der Austrocknung ist zunächst eine geringere Abnahme der WLF zu beobachten, bis sich diese an einem Knickpunkt deutlich beschleunigt und bis zum Minimalwert im trockenen Zustand abfällt. Hierbei handelt es sich um einen typischen Verlauf rolliger Böden.

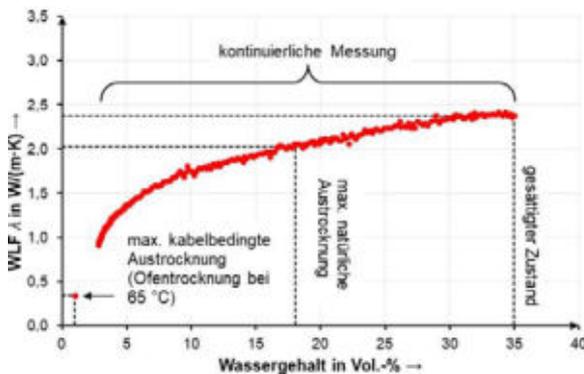


Abbildung 2: Beispielhafte Darstellung einer gemessenen WLF-WG-Beziehung einer Sandprobe mit den bemessungsrelevanten Austrocknungszuständen.

Durch die zahlreichen Messungen im Projekt konnten typische Bereiche der WLF-WG-Beziehungen für die verschiedenen Bodenarten ausgemacht werden. Diese werden beispielhaft in Abbildung 3 dargestellt. Bereiche die grundsätzlich nicht durch Böden realisiert werden, sind ausgegraut.

Die ofentrockenen Werte der rolligen Böden sind in hohem Maße von dessen Feinanteil anhängig. Fehlt dieser gänzlich, können Sande im ofentrockenen Bereich Kennwerte um ca. 0,3 W/(m*K) aufweisen, wohingegen bei weitgestuften Sanden und hoher Verdichtung deutlich höhere Werte erreicht werden können. Bindige Böden weisen im Gegensatz je nach Ton- und Schluffanteil niedrigere gesättigte WLF-

Werte auf. Deren ofentrockene Werte bewegen sich meist im Bereich zwischen 0,5 – 1,0 W/(m*K). Der Knickpunkt der WLF-Abnahme ist bei bindigen Böden meist geringer ausgeprägt oder fehlt gänzlich. Der Organikanteil eines Bodens wirkt sich stark negativ auf dessen WLF aus. An dem in Abbildung 3 rot dargestellten Torf wird ersichtlich, dass im gesättigten Zustand vornehmlich die WLF des im Porenraum befindlichen Wassers (0,6 W/(m*K)) gemessen wird, wohingegen im ofentrockenen Zustand der mit Luft gefüllte Porenraum thermisch isoliert.

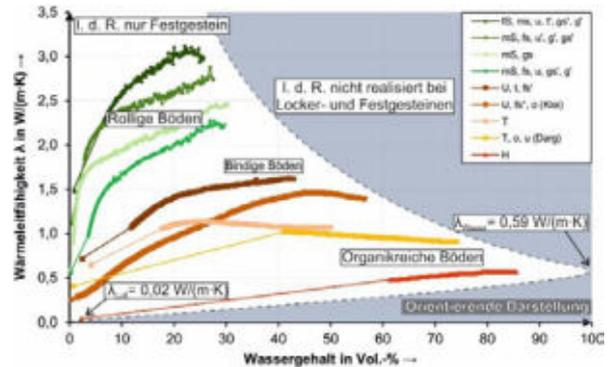


Abbildung 3: Exemplarische gemessener WLF-WG-Beziehungen verschiedener Bodenarten.

Vereinzelt zeigen Böden (vgl. Abbildung 3) zunächst einen Anstieg der WLF mit einsetzender Austrocknung. Diese WLF-Zunahme korreliert mit der beobachteten Schrumpfung bei bindigen und organischen Böden und wird daher mit der Dichtezunahme im Zuge der Austrocknung erklärt, welche versuchsbedingt nicht erfasst werden kann. Es ist daher darauf hinzuweisen, dass sich die Trockenrohddichte sowie der volumetrische Wassergehalt stets auf das Ausgangsvolumen der Probe beziehen.

3.5 Auswertung und Anwendung

Für die thermische Auslegung von Stromtrassen wird nach den anerkannten Regeln der Technik (CIGRÉ 1992) die WLF zu zwei verschiedenen Wassergehaltssituationen benötigt. Das bemessungsrelevante Wertepaar besteht aus der WLF bei der maximalen natürlichen Austrocknung sowie der zusätzlichen kabelbedingten Austrocknung bedingt durch die thermischen Verluste der Anlage. Ziel der Auswertung ist es daher, mithilfe der gemessenen WLF-WG-Beziehungen ein plausibles und konservatives WLF-Wertepaar für die Dimensionierung der Kabelabsstände abzuleiten. Um ein einheitliches Auswertevergehen über alle Planungsabschnitte zu gewährleisten, wurde in der geotechnischen Datenmanagementsoftware des Projektes ein spezifisches WLF-Plugin implementiert.



Im Zuge der Auswertung werden daher zunächst alle relevanten Informationen wie Schichtverzeichnisse, Kornsummenkurven etc. sowie die Messergebnisse zur WLF in die Datenbank eingeladen, bevor mit der Auswertung begonnen werden kann.

Im ersten Auswertungsschritt werden die im Zuge der Probenvorbereitung abgetrennten Grobanteile rechnerisch berücksichtigt, da diese im Vergleich zum Feinanteil in der Regel eine höhere WLF aufweisen und sich somit positiv auf die Gesamt-WLF des Bodens auswirken. Die Berechnung der Gesamt-WLF λ' erfolgt mithilfe des nachfolgend dargestellten geometrischen Mittels (Formel 1, WOODSIDE & MESSMER 1961 bzw. FAROUKI 1986).

$$\lambda' = \lambda_F^{h_F} \times \lambda_G^{h_G} \quad \text{Formel 1}$$

- λ_F WLF der Feinanteile in W/(m*K)
- λ_G WLF der Grobanteile in W/(m*K)
- h_F Relativer Massenanteil der Feinanteile [-]
- h_G Relativer Massenanteil der Grobanteile [-]

Das Ergebnis wird grafisch in Abbildung 4 dargestellt. Im nächsten Arbeitsschritt erfolgt die Glättung der Messwerte mithilfe des gleitenden Mittelwertes sowie die Schließung der Messlücke mithilfe einer linearen Interpolation zwischen den Messwerten (vgl. Abbildung 4).

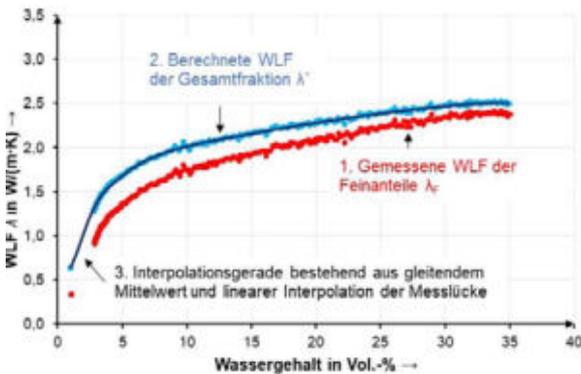


Abbildung 4: Exemplarische Darstellung der Korrektur einer WLF-WG-Beziehung mit nicht vermessenen Grobanteilen und der nachfolgenden Interpolation der Messwerte.

Abschließend wird über Tabellenwerke, die aus umfangreichen Wasserhaushaltsmodellierungen entstanden sind, teilautomatisiert über die Auswahl von austrocknungsrelevanten Parametern (Landnutzung, Bodenart, Grundwasserflurabstand, Kies- und Steingehalt sowie die Betrachtungstiefe) der minimale natürliche Wassergehalt bzw. die minimale natürliche WLF der Probe bestimmt. Die zusätzliche kabelbedingte Austrocknung wird über konservative Abschläge auf den niedrigsten natürlichen Wassergehalt ermittelt.

Als Ergebnis resultieren je Probe die WLF-Kennwerte bei den relevanten Austrocknungszuständen (gesättigt, natürliche Austrocknung, kabelbedingte Austrocknung, ofentrocken). In Abhängigkeit der jeweiligen Verlegeart, der Bodenart sowie des über die Betriebszeit niedrigst anzunehmenden Niedriggrundwasserspiegels ergibt sich je Probe das bemessungsrelevante Wertepaar bestehend aus der maximalen natürlichen und kabelbedingten Austrocknung im Bereich der unmittelbaren Kabelumgebung.

Die bemessungsrelevanten Kennwerte fließen im Anschluss in ein Baugrundmodell, in dem der Gutachter Bereiche mit thermisch vergleichbaren Eigenschaften definiert. Festgesteine werden dabei i. d. R. aufgrund der deutlich besseren thermischen Eigenschaften mithilfe von Literaturwerten konservativ abgeschätzt.

Für die Optimierung der Kabelachsabstände wurden umfangreiche FE-Modellierungen unter Verwendung des Zweischichtmodells nach CIGRÉ (1992) durchgeführt und in Tabellenwerken in Abhängigkeit des thermischen Wertepaares, der Verlegemethode sowie der Überdeckung zusammengefasst. Die thermisch benötigten Mindestkabelachsabstände nehmen mit zunehmender Überdeckung durch den größeren Abstand zur Wärmesenke an der Oberfläche und bei schlechteren Baugrundeigenschaften zu.

Im finalen Schritt wird die geplante Trasse mit dem thermischen Untergrundmodell verschnitten und geprüft, an welcher Stelle der größte Mindestkabelachsabstand für ein planerisch sinnvolles Segment zu erwarten ist (vgl. Kabelachsabstand x in Abbildung 5).

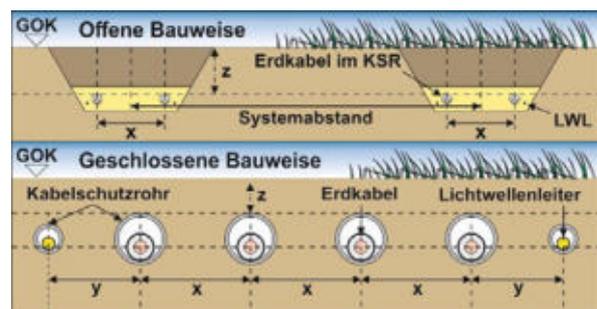


Abbildung 5: Schematische Darstellung der offenen und geschlossenen Bauweise des SuedLinks mit vereinfachtem Bodenaufbau. Der Kabelachsabstand x hängt maßgeblich von der Überdeckung z ab.

Der SuedLink besteht aus zwei HGÜ-Vorhaben, die jeweils aus einem Kabelpaar (Plus- und Minuspol) bestehen und über den Großteil der Trasse in offener oder geschlossener Bauweise parallel zueinander verlaufen (vgl. Abbildung 5). Im Bereich der parallelen Verlegung der Vorhaben ist die wechselseitige



thermische Beeinflussung der Kabelpaare am größten, weshalb hier größere Kabelachsabstände zur Einhaltung der maximal zulässigen Kabelinnenleiter-temperatur notwendig sind.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Der dargestellte Laborversuch zur Bestimmung der WLF-WG-Beziehung von Böden wird erstmals im Projekt SuedLink großmaßstäblich angewandt. Insgesamt werden im Rahmen der Baugrunduntersuchung rund 7000 Proben mithilfe dieses Versuches auf ihre thermischen Eigenschaften untersucht. Die Ergebnisse werden sukzessive für die Planung mit dem entwickelten, teilautomatisierten WLF-Plugin ausgewertet und fließen in das thermische Untergrundmodell ein, welches die Basis der Kabelachsabstandsdimensionierung im Projekt SuedLink darstellt. Das standardisierte Vorgehen ermöglicht eine belastbare und über alle Planungsabschnitte vergleichbare thermische Dimensionierung. Aufgrund der Heterogenität des Baugrundes entlang der Trasse sowie der relevanten Einflussgrößen erfordert die Festlegung des Erkundungsumfanges sowie die Auswertung der Messergebnisse und Aufstellung des Untergrundmodells die individuelle Bewertung mit entsprechender Fachkenntnis durch den Baugrundgutachter.

Darüber hinaus liefert der umfangreiche Datensatz an WLF-WG-Beziehung mit zugehörigen Ergebnissen der Baugrunduntersuchung einen umfangreichen Überblick zu Proben aus großen Teilen Deutschlands. Aufgrund dessen ist vorgesehen, diesen Datensatz zukünftig ggf. auch mithilfe von künstlicher Intelligenz gesamtseitlich zu untersuchen und neue Ansätze von Pedotransferfunktionen bzw. prädiktiven Bodenfunktionen zur Ermittlung der WLF-WG-Beziehung zu entwickeln.

Literaturverzeichnis

ASTM D5334:22A (2022). *Standard Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Rock by Thermal Needle Probe Procedure*. West Conshohocken: ASTM International

BGBL (2015). *Bundesgesetzblatt 2015 Teil I Nr. 55, Gesetz zur Änderung von Bestimmungen des Rechts des Energieleitungsbaus*. Berlin: Bundestag

CIGRÉ (1992). *Determination of a value of critical temperature rise for a cable backfill material*. *Electra* 1992, 145, 14–30.

DE VRIES, D.A. (1963). *Thermal properties of soils*. Amsterdam: North-Holland Publishing Company

DIN 4220:2020-11 (2020). *Bodenkundliche Standortbeurteilung – Kennzeichnung, Klassifizierung und Ableitung von Bodenkennwerten (normative und nominale Skalierungen)*. Berlin: Beuth

DREFKE, C.; SCHEDEL, M.; STEGNER, J.; BALZER, C.; HINRICHSEN, V.; SASS, I. (2016). *Measurement Method of Thermal Properties of Cementitious Bedding Materials and Unsaturated Soils: Hydraulic Influence on Thermal Parameters*. *Geotechnical Testing Journal* 40, No. 1. <https://doi.org/10.1520/GTJ20160027>

ERNEUERBARE-ENERGIEN-GESETZ - EEG (2023). *Gesetz für den Ausbau erneuerbarer Energien*. Berlin: Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz

FAROUKI, O. (1986). *Thermal properties of soils*. *Trans Tech Publ. Series on Rock and Soil Mechanics* 1986, No. 11.

IEEE STD 442 (2017). *IEEE Guide for Thermal Resistivity Measurements of Soils and Backfill Materials*. New York: The Institute of Electrical and Electronics Engineers

MAREK, R., & NITSCHKE, K. (2015). *Praxis der Wärmeübertragung*. Deggendorf: Technische Hochschule Deggendorf

MARKERT, A. (2012). *Einfluss von Substrateigenschaften auf die Wärmeleitfähigkeit von Böden – Bodenphysikalische Nutzungsaspekte von Erdwärmekollektoren*. Diplomarbeit, Technische Universität Berlin

METER GROUP AG (2021). *Bilddokumentation eines Messstandes (Varios) zur Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit*. München

WOODSIDE, W & MESSMER, J. (1961) *Thermal conductivity of porous media I: Unconsolidated Sands*. *Journal of Applied Physics* 32, pp. 1688–1699. <https://doi.org/10.1063/1.1728419>



Ein Ansatz zur Analyse der Suszeptibilität der Indonesischen Küstenlinie für küstennahe oder submarine Hangrutschungen

Katrin Dohmen, Anika Braun, Tomas Fernandez-Steeger, Technische Universität Berlin

Submarine Hangrutschungen und dadurch ausgelöste Tsunamis sind in den vergangenen Jahren in den Fokus der wissenschaftlichen Forschung gerückt. Gründe dafür sind katastrophale Ereignisse wie zum Beispiel der Tsunami in Palu (Indonesien) im Jahr 2018, der infolge eines Erdbebens und koseismisch getriggelter Hangrutschungen die Küste in der Bucht von Palu überflutete und fast 2000 Todesopfer forderte.

Hangrutschungen können enorm hohe Tsunamiwellen von mehreren 10er Metern verursachen. Dies sind allerdings sehr lokale Phänomene und die erzeugten Wellen breiten sich in der Regel nicht weiter als 100 km im Umkreis von der auslösenden Hangrutschung aus. Die Gebiete, die sich in der direkten Umgebung der Hangrutschung befinden sind dabei normalerweise am stärksten betroffen. Geometrische und morphologische Eigenschaften des Meeresbodens können jedoch zur Verstärkung einzelner Wellen führen, oder die Überlagerung mehrerer Wellen ermöglichen. Durch das nur sehr kurze Zeitintervall zwischen der Auslösung der Wellen und ihrem Eintreffen an der Küste ist eine Frühwarnung vor solchen Ereignissen bisher nicht möglich.

Das Ziel dieser Studie ist eine Suszeptibilitätsanalyse für küstennahe Hangrutschungen in Indonesien durchzuführen. Eine große Herausforderung ist dabei die geringe Datenverfügbarkeit. Insbesondere hoch aufgelöste bathymetrische Daten oder Kataloge historischer Hangrutschungen sind nicht großräumig verfügbar. Daher wird für die Suszeptibilitätsanalyse ein heuristisches Modell gewählt, das anhand von bekannten historischen Fallstudien gewichtet und kalibriert wird. Dabei werden geologische, morphologische und geometrische Parameter der Küstengebiete berücksichtigt.

Die Ergebnisse dieser Suszeptibilitätskartierung können lokalen Verantwortlichen helfen, die Bevölkerung betroffener Gebiete über die Gefährdung durch diese besondere Form von Tsunamis aufzuklären. Beispielsweise können in betroffenen Gebieten auch bei Erdbeben geringer Magnitude, bei der keine seismisch induzierten Tsunamis zu erwarten sind, submarine oder küstennahe Rutschungen ausgelöst werden und einen Tsunami hervorrufen. In gefährdeten Gebieten kann es daher sinnvoll sein, Tsunami-Evakuierungsstrategien auch an Rutschungs-induzierte Tsunamis anzupassen.

1 Einleitung

Küstennahe und submarine Hangrutschungen können Tsunamiwellen generieren, wenn sie auf Wasserkörper treffen. Während des Sulawesi Erdbebens im Jahr 2018 wurden in der Indonesischen Bucht von Palu mehrere Hangrutschungen subaerisch entlang der Küstenlinie und submarin in der Bucht ausgelöst. Viele dieser Rutschungen generierten einzelne Tsunamiwellen, die sich innerhalb der Bucht von Palu überlagern konnten und dadurch mit einer Höhe von bis zu 9 m die Stadt Palu am südlichen Ende der Bucht trafen (Arikawa et al. 2018; Muhari et al. 2018). Seitdem wird intensiv an tsunamigenen Hangrutschungen geforscht. Dieses Phänomen betrifft nicht nur Meeresküsten, sondern auch Flüsse (Duc et al. 2020) und Seen (Grimstad 2005), insbesondere Reservoir Seen (Huang et al. 2012). Da die Wellen in der Regel in direkter Nähe zur Küste ausgelöst werden, ist die Zeit zwischen Ihrer Entstehung und dem

Eintreffen in besiedelten Gebieten so kurz, dass eine Frühwarnung nicht möglich ist. Deshalb ist es wichtig, verlässliche Gefahrenkarten für aseismische Tsunamis zu entwickeln, damit diese sowohl bei der Raumplanung als auch im Risikomanagement berücksichtigt werden können.

Das Erstellen von Suszeptibilitätskarten für Massenbewegungen ist weit verbreitet und es gibt zahlreiche Studien in Untersuchungsgebieten auf der ganzen Welt. Nur in wenigen Fällen beziehen sich diese spezifisch auf Küstenregionen, sondern meist auf gebirgige Gebiete im Inland. Khouz et al. (2022) haben beispielsweise für die Marokkanische Küste die Hangrutschungssuszeptibilität der Steilküste analysiert. Den Autor*innen ist jedoch keine Studie bekannt, in der eine Suszeptibilitätsanalyse der Küste in Hinblick auf die Bildung von Tsunamiwellen durchgeführt wurde.

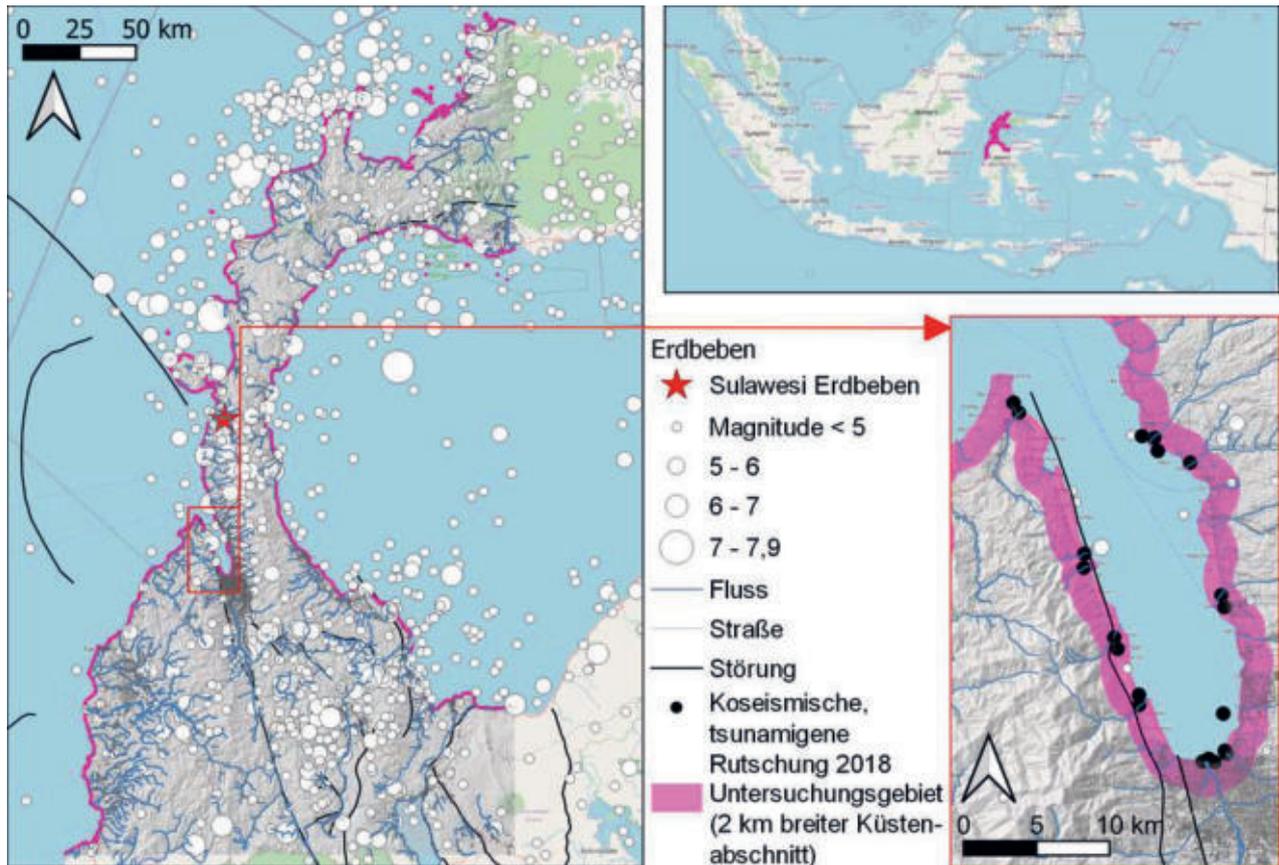


Abbildung 1: Links: Übersicht über das Untersuchungsgebiet im Nordwesten der Insel Sulawesi. Oben rechts: Übersicht über die Lage Sulawesis in Indonesien. Unten rechts: Detailausschnitt der Bucht von Palu, in der während des Sulawesi Erdbebens 2018 Tsunamiwellen verursacht wurden. In schwarz sind die Orte eingezeichnet, an denen Hangrutschungen stattgefunden haben, die Tsunamiwellen hervorgerufen haben (Liu et al. 2020; Sepúlveda et al. 2020).

Daher wird in dieser Arbeit eine Suszeptibilitätsanalyse für Hangrutschungen durchgeführt, die küstennah gelegen sind und deren Rutschmassen potentiell das Meer erreichen können, sodass bei einem Versagen Tsunamiwellen ausgelöst werden können. Es wird ein heuristischer Ansatz angewandt, in dem verschiedene für Hangrutschungen ursächliche Faktoren mithilfe von Expert*innenwissen kombiniert und gewichtet werden um die Gefährdung innerhalb des Untersuchungsgebiets zu ermitteln. Dabei werden auch Parameter mit einbezogen, die spezifisch das Auftreten von Massenbewegungen an Küsten bedingen können.

2 Untersuchungsgebiet

Die Suszeptibilitätsanalyse wird zunächst für ein Pilotgebiet durchgeführt. Dieses wurde ausgewählt, da dort während eines Erdbebens im Jahr 2018 mehrere koseismische Hangrutschungen einen Tsunami hervorgerufen haben. Dieser Tsunami sowie die Hangrutschungen sind in der wissenschaftlichen Literatur sehr gut dokumentiert, sodass die Lage mehrerer Hangrutschungen zur Validierung der erstellten

Suszeptibilitätskarte zur Verfügung steht (Liu et al. 2020; Sepúlveda et al. 2020).

Das Untersuchungsgebiet befindet sich in Indonesien im Nordwesten der Insel Sulawesi (Abbildung 1). Für die Suszeptibilitätsanalyse küstennaher Rutschungen wird ein 2 km breiter Küstenstreifen herangezogen, um nur Hangrutschungen in Betracht zu ziehen, deren Rutschmassen das Meer erreichen und damit potenziell Tsunamiwellen generieren können (Abbildung 1, unten rechts). Der ausgewählte Küstenstreifen hat eine Fläche von etwa 1500 km².

Sulawesi liegt in einem Gebiet, das durch die Kollision drei verschiedener tektonischer Platten – der Eurasischen, der Indo-Australischen und der Pazifischen Platte (Katili 1978) – seismisch sehr aktiv ist. Wie in Abbildung 1 ersichtlich ist, finden im Untersuchungsgebiet regelmäßig, teilweise sehr starke Erdbeben statt. Zahlreiche aktive Störungszonen durchziehen das Gebiet. Die bedeutendste und aktivste ist die Palu-Koro Störung, eine Nordwest-Südost verlaufende sinistrale Blattverschiebung, die direkt durch die Bucht von Palu verläuft (Walpersdorf et al.



1998) (Abbildung 1, unten rechts). Durch Erdbeben an dieser Störungszone entstanden in der Vergangenheit bereits mehrere Tsunamis (Prasetya et al. 2001), darunter auch das Sulawesi-Erdbeben 2018, das mit einer Magnitude M_w von 7,5 mehrere küstennahe koseismische Massenbewegungen auslöste. Zudem haben bathymetrische Untersuchungen gezeigt, dass durch das Erdbeben auch submarine Massenbewegungen induziert worden sein könnten, die als mögliche Tsunamiursache in Betracht gezogen werden (Frederik et al. 2019).

Tsunamis sind in Sulawesi, vor allem an der Westküste, an der sich auch die Bucht von Palu befindet, keine Seltenheit (Prasetya et al. 2001). Die meisten davon sind seismischen Ursprungs, aber Brackenridge et al. (2020) haben gezeigt, dass sich in der Makassar-Straße, die an die Westküste Sulawesis grenzt, aufgrund von hohen Sedimentationsraten und starken Strömungen potentiell große Tsunamis durch submarine Massenbewegungen bilden können. Auch Prasetya et al. (2001) haben herausgefunden, dass historischen Erdbeben in dieser Region Tsunamiwellen folgten, deren Höhe darauf schließen lässt, dass neben dem Erdbeben selbst auch sekundäre Quellen, wahrscheinlich submarine Massenbewegungen zu den Auslösern gehörten.

3 Datengrundlage & Methodik

Um die Gefährdung durch Tsunamis, die durch Hangrutschungen hervorgerufen werden, besser abschätzen zu können, wird in dieser Arbeit eine Suszeptibilitätsanalyse für küstennahe Hangrutschungen, deren Rutschmassen ins Meer rutschen und dadurch Tsunamiwellen generieren können, durchgeführt.

Für die Analyse werden nur frei zugängliche und wenn möglich global verfügbare Datensätze verwendet, um eine Übertragbarkeit der Methodik auf andere Untersuchungsgebiete zu gewährleisten. Es werden ein digitales Geländemodell mit 30 m Auflösung, eine weltweit verfügbare lithologische Karte, eine Karte der aktiven Störungszonen Indonesiens, ein Katalog historischer Erdbeben, Daten über die Lage von Straßen und Flüssen und Daten, die die Lage von Hangrutschungen zeigen, welche durch das Erdbeben im Jahr 2018 induziert wurden für die Analyse verwendet. Alle verwendeten Datensätze und -quellen sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Die Suszeptibilitätsanalyse erfolgt pixelbasiert in Geoinformationssystemen (GIS). Die Eingangsdaten werden mithilfe der open-source Software QGIS in Rasterdateien mit einer Zellengröße von etwa 30 m entsprechend des DGMS konvertiert. Mit verschiedenen Analysewerkzeugen werden weitere Parameter

Tabelle 1: Überblick über die in der Analyse verwendeten Datensätze.

Datensatz	Quelle
Digitales Geländemodell (DGM)	Copernicus DEM GLO-30
Karte der Lithologie (GLiM)	Hartmann and Moosdorf (2012)
Aktive Störungszonen	BNPB
Straßen und Flüsse	OpenStreetMap contributors 2017
Katalog historischer Erdbeben	USGS
Küstennahe Hangrutschungen während des Sulawesi Erdbebens	georeferenziert aus Liu et al.; Sepúlveda et al. (2020; 2020)

extrahiert, die mit dem Auftreten von Hangrutschungen in Verbindung stehen und daher typischerweise für die Berechnung der Suszeptibilität verwendet werden. Diese enthalten Informationen über die morphologischen und hydrologischen Eigenschaften des Untersuchungsgebiets.

Zwei Parameter, die speziell für das Auftreten von Massenbewegungen an der Küste von Bedeutung sind, sind die Größe und der durchschnittliche Hangneigungswinkel von Wassereinzugsgebieten der Flüsse, die im Untersuchungsgebiet ins Meer münden. Flüsse, die ein großes und steiles Wassereinzugsgebiet haben, führen tendenziell eine hohe Sedimentfracht. Diese Sedimente gelangen an der Flussmündung in den Ozean, lagern sich dort küstennah ab und bilden mächtige unkonsolidierte Sedimentschichten, die besonders gefährdet für die Entstehung von Massenbewegungen sind. Brackenridge et al. (2020) haben gezeigt, dass dieses Phänomen in der Straße von Makassar, an der Westküste Sulawesis zu einer Gefährdung durch Tsunamis führt. Auch für den Tsunami nach dem Haiti Erdbeben im Jahr 2010 wird vermutet, dass das submarine Abrutschen von Schichten, die mit hoher Geschwindigkeit sedimentierten zu den Ursachen des Tsunamis gehört (Lovett 2010).

Alle Parameter i werden für die Analyse zunächst in drei Parameterklassen mit gleich großen Intervallen unterteilt. Diesen Klassen werden, abhängig von ihrer Anfälligkeit für Hangrutschungen, Klassenwerte k von 1 bis 3 zugeordnet. Dabei bezeichnet der Wert 3 die höchste Anfälligkeit für Hangrutschungen, und 1 die niedrigste. Die Parameter i , die für die Suszeptibilitätsanalyse verwendet wurden, sowie die Parameterklassen und die Klassenwerte k sind in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 2: Parameter, die für die Suszeptibilitätsanalyse verwendet werden, sowie die gewählten Parameterklassen und Klassenwerte.

Parameter i	Parameterklasse	Klassenwert k
Lithologie	Metamorphite und Plutonite	1
	Sedimentgesteine und Vulkanite	2
	Unkonsolidierte Sedimente	3
Geländehöhe über NN [m]	-3 – 382	1
	383 – 764	2
	765 – 1153	3
Hangneigungswinkel [°]	0 – 27	1
	28 – 54	2
	55 – 82	3
Geländekrümmung [-]	-0,03 – 0,02	3
	0,02 – 0,07	1
	0,08 – 0,12	2
Entfernung zu Flüssen [km]	0 – 6,17	3
	6,18 – 12,40	2
	12,41 – 18,50	1
Entfernung zu aktiven Störungszonen [km]	0 – 20,18	3
	20,19 – 40,40	2
	40,41 – 60,50	1
Entfernung zu Straßen [km]	0 – 1,57	3
	1,58 – 3,15	2
	3,16 – 4,73	1
Erdbebendichte [-]	0,00 – 0,08	1
	0,09 – 0,16	2
	0,17 – 0,25	3
Größe von Wassereinzugsgebieten [km ²]	0,024 – 1950	1
	1951 – 3890	2
	3891 – 5840	3
Durchschnittlicher Hangneigungswinkel von Wassereinzugsgebieten [°]	0 – 15	1
	16 – 30	2
	31 – 44	3

Die Suszeptibilität für küstennahe Hangrutschungen wird anschließend nach Formel 1 berechnet:

$$\text{Suszeptibilität} = \sum_{i=1}^{10} \text{Klassenwert } k \quad (1)$$

Die Ergebnisse der Suszeptibilitätsberechnung werden räumlich dargestellt und es erfolgt eine Validierung mithilfe der Hangrutschungen, die im Jahr 2018 in der Bucht von Palu durch das Sulawesi-Erdbeben

induziert wurden. Von diesen ist bekannt, dass sie Tsunamiwellen hervorgerufen haben.

4 Erste Ergebnisse & Interpretation

Abbildung 2 zeigt die vorläufigen Ergebnisse der Suszeptibilitätsanalyse für küstennahe Hangrutschungen in der Bucht von Palu. Die Suszeptibilität wird in 3 Klassen eingeteilt: Geringe, mittlere und hohe Suszeptibilität. Für die Bucht von Palu wird insgesamt eine mittlere bis hohe Suszeptibilität berechnet. Abschnitte mit hoher Suszeptibilität sind insbesondere an der Süd- und Ostküste der Bucht zu finden. Außerhalb der Bucht, weiter südwestlich gelegen gibt es Küstenabschnitte mit geringer Suszeptibilität.

Wie aus Abbildung 2 ersichtlich wird, haben sich die meisten der Hangrutschungen, die mit dem Erdbeben von 2018 in Verbindung stehen, in der unmittelbaren Umgebung von Flussmündungen ereignet. Viele dieser Flussmündungen an der südlichen und östlichen Küste der Palu Bucht haben eine hohe Suszeptibilität, was auf eine hohe Aussagekraft des Modells hindeutet. Allerdings befinden sich an der westlichen Seite der Bucht auch einige Hangrutschungen in Gebieten, für die eine mittlere oder sogar nur geringe Suszeptibilität berechnet wurde. In diesen Gebieten ist das Modell noch nicht ausreichend an die natürlichen Prozesse, die zu Massenbewegungen führen angepasst.

Gebiete mit hoher Suszeptibilität innerhalb der Bucht von Palu sind vor allem in der Nähe der Flüsse entlang der Süd- und Ostküste zu finden. In diesen Gebieten wird die hohe Suszeptibilität durch die Größe und den durchschnittlichen Hangneigungswinkel der Wassereinzugsgebiete bedingt. Die Einzugsgebiete der Flüsse, welche an der Westküste in die Bucht von Palu münden, sind relativ klein, weshalb die Suszeptibilität in diesen Gebieten eher gering ist.

Die Lithologie des Untersuchungsgebiets wird in der Suszeptibilitätskarte widergespiegelt. Alle Gebiete mit hoher Suszeptibilität befinden sich in Bereichen, in denen unkonsolidierte Lockergesteine an der Oberfläche anstehen. Diese sind vor allem während eines Erdbebens sehr anfällig für Massenbewegungen. Der Küstenabschnitt mit geringer Suszeptibilität außerhalb der Bucht von Palu hingegen befindet sich in einer Region, in der vulkanisches Festgestein ansteht. Dieses ist nicht sehr versagensanfällig, daher wird die Region als gering suszeptibel bewertet.

5 Zusammenfassung & Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wird eine heuristische Analyse zur Ermittlung der Suszeptibilität gegenüber küstennahen Hangrutschungen, die möglicherweise

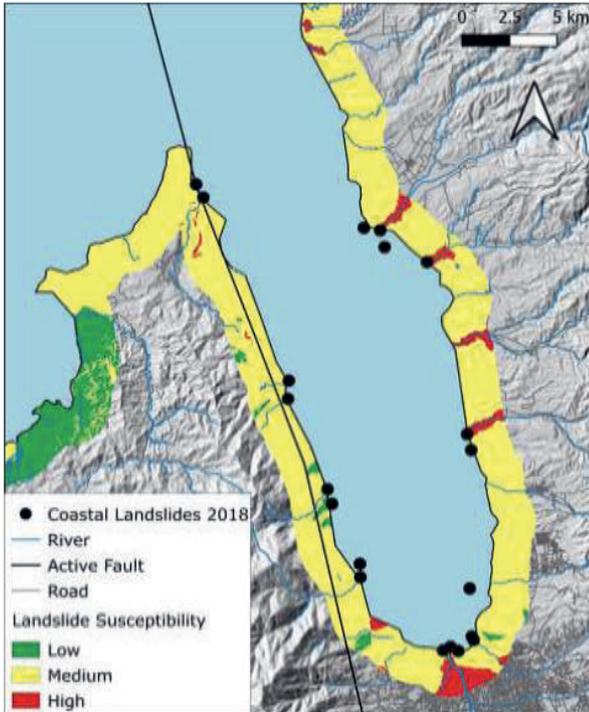


Abbildung 2: Vorläufige Ergebnisse der Suszeptibilitätsanalyse für küstennahe Hangrutschungen in der Bucht von Palu.

Tsunamiwellen generieren können, durchgeführt. Die vorgestellten vorläufigen Ergebnisse zeigen, dass der gewählte Ansatz für Teile des Untersuchungsgebietes gut funktioniert. Viele der Massenbewegungen, die durch das Erdbeben im Jahr 2018 hervorgerufen wurden, liegen in Gebieten, welche von dem Modell als hoch suszeptibel klassifiziert wurden. Es versagten während dieses Erdbebens jedoch auch Hänge, die in gering suszeptiblen Gebieten liegen. Dies zeigt, dass das erstellte Modell noch nicht vollständig die Prozesse widerspiegelt, die zur Bildung von küstennahen Hangrutschungen führen. Eine weitere Anpassung der gewählten Parameter ist daher erforderlich.

Die Suszeptibilitätsmodellierung ist mit dem gewählten Ansatz und den verfügbaren Daten bisher nur für subaerische, küstennahe Hangrutschungen möglich. Tsunamis können jedoch auch durch submarine Hangrutschungen hervorgerufen werden. Die Suszeptibilität gegenüber diesen Phänomenen ist mit dem hier vorgestellten Modell nicht darstellbar. Um auch submarine Massenbewegungen betrachten zu können, sind weitere Daten notwendig, welche nicht flächendeckend zur Verfügung stehen. Dazu zählen insbesondere hoch aufgelöste bathymetrische Daten, der Verlauf aktiver Störungszonen am Meeresboden und die Lithologie des Meeresbodens.

In einem nächsten Schritt sollen die in der Suszeptibilitätsanalyse verwendeten Parameter gewichtet

und die definierten Parameterklassen überarbeitet werden. Dadurch wird in der Berechnung der Suszeptibilität berücksichtigt, dass einige Parameter wie z.B. die Lithologie einen stärkeren Einfluss auf die Hangrutschungssuszeptibilität haben als andere. Da die Datenlage zur statistischen Ermittlung von Gewichtungen zu gering ist, können die Gewichtungen beispielsweise heuristisch basierend auf der Expertise mehrerer internationaler Wissenschaftler*innen bestimmt werden.

Zudem sollen weitere Gebiete in Indonesien ausgewählt werden, für die eine detaillierte Untersuchung der Suszeptibilität für möglicherweise tsunamigene Hangrutschungen als sinnvoll erachtet wird. Dazu werden die Besiedlungsdichte, die Erdbebengefährdung, die Geometrie der Küstenlinie und die Sedimentationsfracht, welche durch Flüsse ins Meer transportiert wird herangezogen. Letztere kann Aufschluss darüber geben, ob sich am Meeresboden mächtige, unkonsolidierte Sedimentschichten aufbauen können, welche im Falle eines Erdbebens kollabieren und einen Tsunami hervorrufen können.

Literaturverzeichnis

- Arikawa T, Muhari A, Okumura Y, Dohi Y, Afriyanto B, Sujatmiko KA, Imamura F (2018) Coastal Subsidence Induced Several Tsunamis During the 2018 Sulawesi Earthquake. *Journal of Disaster Research* 13
- Brackenridge RE, Nicholson U, Sapiie B, Stow D, Tappin DR (2020) Indonesian Throughflow as a preconditioning mechanism for submarine landslides in the Makassar Strait. *Geological Society, London, Special Publications* 500:195–217. <https://doi.org/10.1144/SP500-2019-171>
- Duc DM, Khang DQ, Duc DM, Ngoc DM, Quynh DT, Thuy DT, Giang NKH, van Tien P, Ha NH (2020) Analysis and modeling of a landslide-induced tsunami-like wave across the Truong river in Quang Nam province, Vietnam. *Landslides* 17:2329–2341. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01434-2>
- Frederik MCG, Udrek U, Adhitama R, Hananto ND, Asrafil, Sahabuddin S, Irfan M, Moefti O, Putra DB, Riyalda BF (2019) First Results of a Bathymetric Survey of Palu Bay, Central Sulawesi, Indonesia following the Tsunamigenic Earthquake of 28 September 2018. *Pure appl. geophys.* 176:3277–3290. <https://doi.org/10.1007/s00024-019-02280-7>
- Grimstad E (2005) The Loen Rock Slide – A rock mechanical analysis. *Landslides and Avalanches: ICFL*:123–135
- Huang B, Yin Y, Liu G, Wang S, Chen X, Huo Z (2012) Analysis of waves generated by Gongjiafang landslide in Wu Gorge, three



- Gorges reservoir, on November 23, 2008. *Landslides* 9:395–405. <https://doi.org/10.1007/s10346-012-0331-y>
- Katili JA (1978) Past and present geotectonic position of Sulawesi, Indonesia. *Tectonophysics* 45:289–322. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(78\)90166-X](https://doi.org/10.1016/0040-1951(78)90166-X)
- Khouz A, Trindade J, Oliveira SC, El Bchari F, Bougadir B, Garcia RAC, Jadoud M (2022) Landslide susceptibility assessment in the rocky coast subsystem of Essaouira, Morocco. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 22:3793–3814. <https://doi.org/10.5194/nhess-22-3793-2022>
- Liu PL-F, Higuera P, Husrin S, Prasetya GS, Prihantono J, Diastomo H, Pryambodo DG, Susmoro H (2020) Coastal landslides in Palu Bay during 2018 Sulawesi earthquake and tsunami. *Landslides* 17:2085–2098. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01417-3>
- Lovett RA (2010) Haiti earthquake produced deadly tsunami. *Nature*. <https://doi.org/10.1038/news.2010.93>
- Muhari A, Imamura F, Arikawa T, Hakim AR, Afriyanto B (2018) Solving the Puzzle of the September 2018 Palu, Indonesia, Tsunami Mystery: Clues from the Tsunami Waveform and the Initial Field Survey Data. *Journal of Disaster Research* 13
- Prasetya GS, Lange WP de, Healy TR (2001) The Makassar Strait Tsunamigenic Region, Indonesia. *Nat Hazards (Dordr)* 24:295–307. <https://doi.org/10.1023/A:1012297413280>
- Sepúlveda I, Haase JS, Carvajal M, Xu X, Liu PL-F (2020) Modeling the Sources of the 2018 Palu, Indonesia, Tsunami Using Videos From Social Media. *J. Geophys. Res. Solid Earth* 125:535. <https://doi.org/10.1029/2019JB018675>
- Walpersdorf A, Vigny C, Manurung P, Subarya C, Sutisna S (1998) Determining the Sula block kinematics in the triple junction area in Indonesia by GPS. *Geophys. J. Int.* 135:351–361. <https://doi.org/10.1046/j.1365-246X.1998.00641.x>

